



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

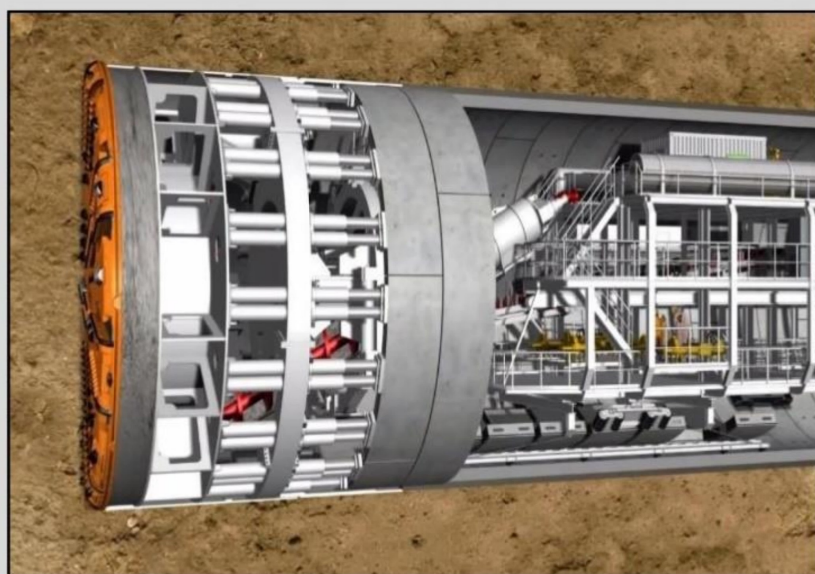
Viceministerio
de Transportes

Dirección General
de Caminos y
Ferrocarriles



MANUAL DE CARRETERAS TÚNELES, MUROS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14



Edición 2016

**MANUAL DE CARRETERAS:
TÚNELES, MUROS Y OBRAS
COMPLEMENTARIA**

R.D. N° 36-2016-MTC/14

Manual de Ensayo de Materiales RD N° 18 – 2016 – MTC/14

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

Dirección de Normatividad Vial

Edición Lima _____ 2016

Tiraje: _____

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Dirección: Jr. Zorritos 1203

Lima, Lima 01 Perú

Telf. (051) 615-7800

www.mtc.gob.pe

Impreso por:

Dirección:

Todos los derechos reservados. Prohibida la reproducción de este libro por cualquier medio, total o parcialmente, sin permiso expreso

Hecho el depósito legal en la Biblioteca Nacional del Perú: N° _____

Impreso en Perú.



Resolución Directoral

N° 36-2016-MTC/14

Lima, 27 de octubre del 2016.

CONSIDERANDO:

Que, el artículo 16° de la Ley N° 27181-Ley General del Transporte y Tránsito Terrestre establece que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, es el órgano rector a nivel nacional en materia de transporte y tránsito terrestre, teniendo, entre otras, competencias normativas;

Que, en ese marco, el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial, aprobado por Decreto Supremo N° 034-2008-MTC, ha señalado en el Numeral 4.1 de su artículo 4°, que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, a través de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, es la autoridad competente para dictar las normas correspondientes a la gestión de la infraestructura vial, fiscalizar su cumplimiento e interpretar las normas técnicas contenidas en dicho reglamento. Asimismo; el artículo 19° en concordancia con la Primera Disposición Complementaria Final de la misma norma, señalan que este Ministerio, a través de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, elabora, actualiza y aprueba los manuales para la gestión de la infraestructura vial;



Que, el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial, ha previsto en su artículo 18°, que los manuales son documentos de carácter normativo y de cumplimiento obligatorio, que sirven como instrumentos técnicos a las diferentes fases de gestión de la infraestructura vial;

Que, en la relación de manuales previstos en el artículo 20° del mencionado reglamento, se encuentra el Manual de Túneles, Muros y Obras Complementarias, el cual, según el artículo 24° de la misma norma, contiene las normas, guías y procedimientos para el diseño y cálculo estructural de túneles, muros y obras complementarias;



Que, de otro lado, de acuerdo con el artículo 60° del Reglamento de Organización y Funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, la Dirección de Normatividad Vial de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, tiene entre sus funciones, la de formular y actualizar normas de carácter técnico y/o administrativas relacionadas con la gestión de infraestructura vial (estudios, construcción, rehabilitación, mejoramiento, mantenimiento y uso de caminos);



Que, en ejercicio de tales funciones, la Dirección de Normatividad Vial planteó en el año 2012, la elaboración del Manual de Túneles, Muros y Obras Complementarias, mediante la contratación de los servicios de una empresa consultora;

Que, para tal efecto, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones contrató al Consorcio O & M, conformado por Freud Edison Meza Hijar y la empresa OFEP S.A. Sucursal en Perú, a fin que formule la citada norma;

Que, luego de realizada la elaboración del manual y de otorgada la conformidad a los servicios de la citada consultora, la Dirección de Normatividad Vial presentó a la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, el proyecto del Manual de Carreteras: Túneles, Muros y Obras Complementarias para su prepublicación correspondiente, de acuerdo a lo previsto por el artículo 14° del Decreto Supremo N° 001-2009-JUS-“Reglamento que establece disposiciones relativas a la publicidad, publicación de proyectos normativos y difusión de normas legales de carácter general”, y la Directiva N° 001-2011-MTC/01-Directiva que establece el procedimiento para realizar la publicación de proyectos de normas legales, aprobada por Resolución Ministerial N° 543-2011-MTC/01;



Que, en atención a ello, la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles dispuso, a través de la Resolución Directoral N° 015-2014-MTC/14 de fecha 11.06.2014, la publicación del proyecto de manual en la página web del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, con el objeto de recibir las sugerencias y comentarios de la ciudadanía en general, por un plazo de cuarenta y cinco (45) días hábiles;



Que, la publicación del proyecto de manual no generó la presentación de observaciones, sugerencias, y aportes de parte de la ciudadanía;

Que, independientemente de ello, la Dirección de Normatividad Vial consideró conveniente la conformación de un Grupo de Trabajo integrado por profesionales de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles y del Proyecto Especial de Infraestructura de Transporte Nacional-PROVIAS NACIONAL para realizar una revisión final del proyecto del Manual de Carreteras: Túneles, Muros y Obras Complementarias. En ese sentido, mediante Memorándum (M) N° 14-2016-MTC/14 de fecha 06.04.2016, la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles designó tal grupo;



Que, luego de haber cumplido con el encargo efectuado, el Grupo de Trabajo ha presentado el Informe N° 001-2016-MTC/14.04-GT:MTMOC de fecha 04.10.2016, en el cual detalla la labor realizada y recomienda la aprobación de la versión revisada del manual en mención;

Que, la Dirección de Normatividad Vial ha hecho suyo tal documento y, en ese sentido, mediante Informe N° 061-2016-MTC/14.04 de fecha 10.10.2016 ha recomendado a la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles la aprobación del Manual de Carreteras: Túneles, Muros y Obras Complementarias. Asimismo, ha sustentado su aprobación con Informe Técnico N° 006-2016-MTC/14.04;



Resolución Directoral

N° 36-2016-MTC/14

Lima, 27 de octubre del 2016.

Que, estando a lo señalado, resulta pertinente dictar el acto administrativo de aprobación correspondiente;

De conformidad con la Ley N° 29370-Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Decreto Supremo N° 021-2007-MTC, y en uso de las facultades conferidas por Resolución Ministerial N° 006-2016-MTC/01;

SE RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- Aprobar el Manual de Carreteras: Túneles, Muros y Obras Complementarias, el cual obra en Anexo adjunto que consta de cuatrocientos diecisiete (417) folios, y cuyo original forma parte integrante de la presente Resolución Directoral.

Dicho manual, de conformidad con el artículo 18° del Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial, constituye un documento de carácter normativo y de cumplimiento obligatorio.

ARTÍCULO SEGUNDO.- Disponer la publicación de la presente Resolución Directoral en el Diario Oficial "El Peruano", y la publicación de su Anexo, que contiene el Manual de Carreteras: Túneles, Muros y Obras Complementarias, en la página web del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (<http://www.mtc.gob.pe>).

ARTÍCULO TERCERO.- La norma aprobada por el artículo primero de la presente resolución, entrará en vigencia a partir del día siguiente de su publicación en el Diario Oficial "El Peruano".

ARTÍCULO CUARTO.- Disponer la remisión a la Dirección General de Desarrollo y Ordenamiento Jurídico del Ministerio de Justicia y Derechos Humanos, en un plazo no mayor de tres (3) días hábiles de la publicación de la resolución direccional en el Diario Oficial "El Peruano", copia autenticada y el archivo electrónico del Anexo respectivo.

Regístrese, comuníquese y publíquese.



Ing. CARLOS E. LOZADA CONTRERAS
DIRECTOR GENERAL
Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

TUNELES-QUE-UNEN-EL-RIMAC-Y-SAN JUAN



ÍNDICE

PRESENTACIÓN	25
PARTE I GENERALIDADES	27
CAPÍTULO I GENERALIDADES	27
1.1 OBJETO DEL MANUAL	27
1.2 ORGANIZACIÓN DEL MANUAL	27
1.2.1 PARTES.....	27
1.2.2 CAPÍTULOS.....	27
1.3 ABREVIATURAS	28
1.4 SISTEMA DE MEDIDAS	28
1.5 GLOSARIO DE TÉRMINOS	30
PARTE II PROYECTO DE TÚNELES	33
CAPÍTULO II DISEÑO GEOMÉTRICO	33
2.1 GENERALIDADES.....	33
2.2 TIPO DE TÚNELES (RURALES Y URBANOS)	33
2.2.1 POR EL TIPO DE MATERIAL.....	33
2.2.1.1 En roca	33
2.2.1.2 En suelos	33
2.2.1.3 Artificiales (falso túnel).....	33
2.2.2 POR LA CANTIDAD DE TUBO DE CIRCULACIÓN	34
2.2.2.1 Único	34
2.2.2.2 Gemelos.....	34
2.2.2.3 Múltiples.....	34
2.2.3 POR EL TIPO DE SECCIÓN	34
2.3 DISEÑO GEOMÉTRICO EN PLANTA.....	34
2.3.1 GENERALIDADES.....	34
2.3.2 CONSIDERACIONES DEL DISEÑO EN PLANTA.....	35
2.3.3 TRAMOS EN TANGENTE.....	36
2.3.4 CURVAS CIRCULARES Y PERALTE.....	36
2.3.5 CURVAS DE TRANSICIÓN.....	36
2.3.6 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA.....	36
2.4 DISEÑO GEOMÉTRICO EN PERFIL.....	37
2.4.1 PENDIENTE.....	37
2.4.2 CURVAS VERTICALES.....	37
2.5 CONCORDANCIA DEL TRAZO EN PLANTA Y EL PERFIL.....	37
2.6 SECCIÓN TRANSVERSAL.....	38
2.6.1 ANCHO DE PLATAFORMA.....	38

2.6.2	GÁLIBO.	39
2.6.3	ANCHO EN VEREDAS.	40
2.6.4	INSTALACIONES.	41
2.7	ELEMENTOS DE SEGURIDAD.	43
2.7.1	CONEXIONES TRANSVERSALES.	43
2.7.2	ZONA DE ESTACIONAMIENTO DE EMERGENCIA VEHICULAR (PLAZOLETA)	45
2.7.3	MÓDULOS O REFUGIOS DE AUXILIO PEATONAL (NICHOS).	45
2.8	CARTOGRAFÍA, GEODESIA Y TOPOGRAFÍA.	46
2.8.1	SISTEMA DE UNIDADES	47
2.8.2	BASE CARTOGRÁFICA.	47
2.8.3	MARCO LEGAL.	47
CAPÍTULO III ESTUDIOS GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS		49
3.1	GENERALIDADES.	49
3.2	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE	50
3.2.1	MARCO GEOLÓGICO.	51
3.2.2	MARCO GEOTÉCNICO.	52
3.3	RECONOCIMIENTO DE SUPERFICIE.	52
3.3.1	CARTOGRAFÍA DE AFLORAMIENTOS.	53
3.3.2	ESTACIONES GEOMECÁNICAS.	54
3.3.3	HIDROGEOLOGÍA.	56
3.3.4	CALICATAS.	57
3.4	INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA DEL SUBSUELO.	57
3.4.1	TÉCNICAS GEOFÍSICAS.	57
3.4.1.1	Métodos sísmicos.	58
3.4.1.2	Métodos Eléctricos.	62
3.4.1.3	Métodos Electromagnéticos.	63
3.4.1.4	Georadar.	64
3.4.1.5	Diagrafías Geofísicas.	64
3.4.1.6	Borehole Televiwer.	65
3.4.2	SONDEOS.	65
3.4.2.1	Macizos Rocosos	65
3.4.2.2	Suelos.	67
3.5	ENSAYOS IN-SITU.	69
3.5.1	SUELOS.	69
3.5.1.1	Ensayo de penetración estándar (SPT).	69
3.5.1.2	Penetrómetros.	70
3.5.1.3	Ensayo presiométrico (ptm).	72
3.5.1.4	Ensayo de molinete.	73
3.5.1.5	Piezométricos.	74
3.5.1.6	Ensayo de permeabilidad Lefranc.	74
3.5.2	MACIZOS ROCOSOS	75

3.5.2.1	Muestras de testigo.....	76
3.5.2.2	Ensayo de esfuerzos In-situ	76
3.5.2.3	Permeabilidad.....	76
3.5.2.4	Estado tensional aparente.	77
3.6	ENSAYOS DE LABORATORIO	78
3.6.1	ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN.....	78
3.6.1.1	Suelos.....	78
3.6.1.1.1	Análisis granulométrico.....	78
3.6.1.1.2	Límites de Atterberg.....	80
3.6.1.1.3	Otros ensayos de identificación.....	81
3.6.1.2	Macizos rocosos.....	82
3.6.1.2.1	Petrología y minerología.....	82
3.6.1.2.2	Densidad y humedad.....	83
3.6.2	PARÁMETROS DE RESISTENCIA.....	83
3.6.2.1	Ensayo de compresión simple.....	83
3.6.2.2	Ensayo de corte directo.....	83
3.6.2.3	Ensayo triaxial.....	83
3.6.2.4	Otros ensayos de laboratorio.....	84
3.7	ANÁLISIS DE RIESGOS GEOLÓGICOS.....	84
3.7.1	GENERALIDADES.....	84
3.7.2	COMPORTAMIENTO DEL TERRENO.....	84
3.7.2.1	El frente del túnel.....	84
3.7.3	TIPOS DE RIESGOS.....	85
3.7.3.1	Según las condiciones de trabajo.....	85
3.7.3.1.1	Agua a presión.....	85
3.7.3.1.2	Zonas no consolidadas.....	85
3.7.3.1.3	Descostramiento y estallido de rocas.....	87
3.7.3.1.4	Escaso confinamiento.....	87
3.7.3.1.5	Caída de Bloques.....	87
3.7.3.1.6	Rocas Expansivas.....	87
3.7.3.1.7	Plastificación intensa.....	88
3.7.3.1.8	Presencia de Gas.....	88
3.7.3.1.9	Otros aspectos.....	88
3.7.3.2	Según el método de excavación.....	89
3.7.3.2.1	Métodos convencionales.....	89
3.7.3.2.2	Túneladoras.....	90
3.7.3.3	Según el diseño y la planificación del túnel.....	91
3.7.3.4	Sísmicos y por deslizamiento.....	91
3.7.3.5	Glaciológico y por deslizamiento.....	92
3.7.3.6	Hidrogeológico.....	92
CAPÍTULO IV	CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Y DISEÑO EMPÍRICO.....	93
4.1	GENERALIDADES.....	93
4.2	CLASIFICACIONES ANTIGUAS.....	94
4.2.1	TERZAGHI.....	94

4.2.2	LAUFFER.....	97
4.2.3	DEERE ET	99
4.2.4	RSR.....	100
4.3	CLASIFICACIONES MODERNAS.....	102
4.3.1	CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI (RMR).....	102
4.3.2	CLASIFICACIÓN DE BARTON (Q).	105
4.3.3	CORRELACIÓN ENTRE RMR Y Q.....	108
4.3.4	CLASIFICACIÓN GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX).	108
CAPÍTULO V	CÁLCULOS DE TÚNELES.....	111
5.1	GENERALIDADES.....	111
5.2	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE TUNELES.....	111
5.2.1	ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO PARA TÚNELES	111
5.2.2	DETERMINACIÓN DEL ENTORNO SÍSMICO.....	112
5.2.2.1	Terremoto Fundamental	112
5.2.2.2	Análisis del peligro del movimiento sísmico	112
5.2.3	FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN TÚNEL.....	113
5.2.4	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TÚNELES	113
5.2.5	PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA – EFECTO DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS.	114
5.2.6	EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA LONGITUDINAL DE LAS ESTRUCTURAS DEL TÚNEL.	115
5.2.7	PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA – EFECTOS DEL FALLA DEL SUBSUELO	115
5.3	MÉTODOS ANALÍTICOS.....	116
5.3.1	CONTINUOS.	116
5.3.2	CONVERGENCIA – CONFINAMIENTO.	117
5.3.3	EQUILIBRIO LÍMITE.	117
5.3.4	BEDDED-BEAM-SPRING.	117
5.4	COMPORTAMIENTO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS.....	117
5.4.1	CRITERIOS DE ROTURA.....	117
5.4.1.1	Comportamiento elástico.	118
5.4.1.2	Mohr – Coulomb.....	118
5.4.1.3	Griffith	119
5.4.1.4	Drucker-Prager.....	119
5.4.1.5	Hoek-Brown.....	119
5.4.2	OBTENCIÓN DE PARÁMETROS.....	120
5.4.3	ESTIMACIÓN DE PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO.	120
5.5	MODELOS NUMÉRICOS.....	120
5.5.1	MÉTODOS DE ANÁLISIS.	121
5.5.2	ELEMENTOS FINITOS Y DIFERENCIAS FINITAS.	121
5.5.3	ELEMENTOS DISCRETOS Y LÍMITE.	122

5.5.4	MODELOS GEOMÉTRICOS.	122
5.5.5	DISCRETIZACIÓN.	122
5.5.6	MODELIZACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.	123
5.5.7	MODELO CONSTITUTIVO.	123
5.5.8	AVANCES EN LOS MODELOS NUMÉRICOS.	124
PARTE III LA EJECUCIÓN EN TÚNELES.....		125
CAPÍTULO VI EXCAVACIÓN EN TÚNELES.....		125
6.1 GENERALIDADES.....		125
6.1.1	EXCAVACIÓN DEL TÚNEL.....	125
6.1.2	EL SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA.....	125
6.1.3	LA EXCAVACIÓN MECÁNICA.....	125
6.2 EXCAVACIÓN MEDIANTE PERFORACIÓN Y VOLADURA.		126
6.2.1	GENERALIDADES.	126
6.2.2	PERFORACIÓN Y MAQUINARIA DE PERFORACIÓN.	127
6.2.3	EXPLOSIVOS.	128
6.2.4	VOLADURAS.	130
6.2.5	VIBRACIONES.	132
6.2.6	DESESCOMBRO Y SANEÓ.	132
6.3 EXCAVACIÓN MECÁNICA.		133
6.3.1	GENERALIDADES.	133
6.3.2	EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORA Y MARTILLO HIDRÁULICO.	133
6.3.3	EXCAVACIÓN CON ROZADORAS.....	134
6.3.4	EXCAVACIÓN CON TUNELADORAS.	135
6.3.4.1	Tuneladoras abiertas o topes.	136
6.3.4.2	Tuneladora tipo escudo simple.....	136
6.3.4.3	Tuneladora tipo doble escudo.....	137
6.3.4.4	Tuneladora EPB.....	138
6.3.4.5	Hidroescudos.	139
6.3.5	DESESCOMBRO.....	140
6.4 ELECCIÓN DEL SISTEMA DE EXCAVACIÓN.		140
6.5 MÉTODOS DE EXCAVACIÓN.		140
6.5.1	MÉTODO BELGA MODIFICADO.....	141
6.5.2	NUEVO MÉTODO AUSTRIACO (N.A.T.M).	141
6.5.3	SOSTENIMIENTO CONCRETO PROYECTADO Y CERCHAS (SCPC).....	142
CAPÍTULO VII SOSTENIMIENTO EN TÚNELES.....		143
7.1 GENERALIDADES.....		143
7.1.1	CONCEPTO DEL SOSTENIMIENTO.	143
7.1.2	DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO.	144
7.1.2.1	Concreto proyectado.....	144
7.1.2.2	Pernos de anclaje.....	144
7.1.2.3	Cerchas.....	144

7.1.2.4	Paraguas.....	145
7.1.2.5	Chapas Bernold.....	145
7.1.2.6	Tratamientos especiales.....	145
7.2	CONCRETO PROYECTADO.....	145
7.2.1	FABRICACIÓN.....	145
7.2.2	TRANSPORTE.....	145
7.2.3	SISTEMAS DE PROYECCIÓN.....	146
7.2.3.1	Sistema de proyección por vía seca.....	146
7.2.3.2	Sistema de proyección por vía húmeda.....	147
7.2.4	ACELERANTES DE FRAGUADO.....	147
7.2.5	PUESTA EN OBRA.....	149
7.3	PERNOS DE ANCLAJE.....	149
7.3.1	TECNOLOGÍA DE PERNOS DE ANCLAJE.....	149
7.3.2	ACCIONES DE REFUERZO.....	149
7.3.2.1	Mediante barras.....	150
7.3.2.2	Mediante cables.....	151
7.3.2.3	Perno de anclaje de fricción.....	151
7.3.2.4	Perno de anclaje de expansión en punta.....	151
7.3.3	CONTROL DEL PERNO DE ANCLAJE.....	152
7.4	CERCHAS.....	152
7.4.1	NECESIDADES, REQUISITOS Y ESPECIFICACIONES.....	153
7.4.2	CONDICIONANTES.....	154
7.4.3	TIPOS.....	156
7.4.4	ELEMENTOS AUXILIARES.....	157
7.5	DOVELAS.....	158
7.5.1	TIPOS DE ANILLO.....	159
7.5.2	COLOCACIÓN.....	160
7.5.3	FORMAS DE LAS DOVELAS.....	160
7.5.4	JUNTAS Y ELEMENTOS DE FIJACIÓN.....	160
7.5.5	ARMADURAS.....	161
7.5.6	FABRICACIÓN.....	161
7.6	TRATAMIENTOS ESPECIALES.....	161
7.6.1	REFUERZO SOBRE LA BÓVEDA DEL TÚNEL.....	161
7.6.2	PROTECCIÓN EN OBRAS URBANAS.....	161
CAPÍTULO VIII	AUSCULTACIÓN EN TÚNELES.....	167
8.1	GENERALIDADES.....	167
8.2	CONTROL DE MEDIDAS E INSTRUMENTACIÓN.....	168
8.2.1	AUSCULTACIÓN DE MOVIMIENTOS.....	168
8.2.1.1	Control topográfico.....	168
8.2.1.2	Inclinómetros.....	169
8.2.1.3	Extensómetros.....	170

8.2.1.4	Extensímetros.....	171
8.2.1.5	Cintas extensométricas o de convergencia.	172
8.2.2	AUSCULTACIÓN DE TENSIONES.....	173
8.2.2.1	Células de presión.....	173
8.2.2.2	Células de carga.....	174
8.2.3	AUSCULTACIÓN DE LA PRESIÓN INTERSTICIAL.....	174
8.2.3.1	Pozos de observación.....	174
8.2.3.2	Piezómetros de Casagrande.....	175
8.2.3.3	Piezómetros cerrados.....	175
8.3	PLAN DE AUSCULTACIÓN.....	176
8.4	ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS	177
CAPÍTULO IX IMPERMEABILIZACIÓN, REVESTIMIENTO Y ACABADOS EN TÚNELES 181		
9.1	IMPERMEABILIZACIÓN.....	181
9.1.1	OBRA SUBTERRÁNEA NUEVA.....	181
9.1.2	IMPERMEABILIZACIÓN PRIMARIA.....	181
9.1.3	IMPERMEABILIZACIÓN INTERMEDIA.....	181
9.1.4	IMPERMEABILIZACIÓN PRINCIPAL.....	181
9.1.5	IMPERMEABILIZACIÓN POSTERIOR O REFUERZO DE LA EXISTENTE.....	182
9.1.6	TÚNELES A CIELO ABIERTO O ARTIFICIALES.....	182
9.2	REVESTIMIENTO.....	183
9.2.1	GENERALIDADES.....	183
9.2.2	CONCRETO PROYECTADO.....	183
9.2.3	CONCRETO PREFABRICADO.....	184
9.2.4	REVESTIMIENTOS CONCRETO REFORZADO.....	185
9.3	DRENAJE.....	186
9.4	ACABADOS.....	186
9.4.1	PAVIMENTO.....	186
9.4.2	ELEMENTOS LATERALES.....	187
CAPÍTULO X PORTAL EN TÚNELES 189		
10.1	GENERALIDADES.....	189
10.2	SITUACIÓN DEL PORTAL.....	189
10.3	INESTABILIDAD EN LOS PORTALES.....	191
10.3.1	GENERALIDADES.....	191
10.3.2	MEDIDAS DE CORRECCIÓN Y PROTECCIÓN DEL TALUD.....	192
10.3.3	MEDIDAS DE REFUERZO EN TÚNELES.....	195
10.4	TIPOLOGÍA DEL PORTAL E INTEGRACIÓN EN EL ENTORNO.....	200
CAPÍTULO XI SEGUIMIENTO Y CONTROL DE OBRA EN LOS TÚNELES 205		

11.1	GENERALIDADES.....	205
11.2	REVISIÓN DEL PROYECTO.....	205
11.3	CONTROL DE LA EXCAVACIÓN.....	206
11.3.1	CONTROL GEOMÉTRICO.....	206
11.3.2	CONTROL DE AVANCE.....	208
11.4	CONTROL GEOLÓGICO- GEOTÉCNICO.....	210
11.4.1	SEGUIMIENTO DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN.....	210
11.4.2	AUSCULTACIÓN.....	211
11.4.3	CONTROL HIDROGEOLÓGICO.....	212
11.5	CONTROL DEL REFUERZO Y SOSTENIMIENTO.....	213
11.5.1	CONTROL DEL SOSTENIMIENTO APLICADO.....	213
11.5.2	CONTROL DE CALIDAD.....	213
11.5.2.1	Zona del portal.....	214
11.5.2.2	Túnel.....	216
11.6	CONTROL DEL REVESTIMIENTO.....	219
11.6.1	CONTROL GEOMÉTRICO.....	219
11.6.2	CONTROL DE CALIDAD.....	220
11.7	SEGUIMIENTO TÉCNICO, ECONÓMICO Y TEMPORAL.....	221
11.8	INFORME FINAL DE OBRA EJECUTADA.....	221
CAPÍTULO XII SEGURIDAD E HIGIENE EN OBRA.....		225
12.1	MONTAJE DE INSTALACIONES.....	225
12.1.1	CERRAMIENTO.....	225
12.1.2	INSTALACIONES DE HIGIENE Y BIENESTAR.....	225
12.1.3	INSTALACIÓN ELÉCTRICA.....	226
12.1.4	INSTALACIÓN DE AGUA.....	226
12.1.5	INSTALACIONES DE EXPLOSIVOS.....	227
12.1.6	TALLER MECÁNICO.....	228
12.1.7	ZONA DE LIMPIEZA DE VEHÍCULOS.....	229
12.1.8	TALLER DE REPARACIÓN DE ARMADURAS.....	229
12.1.9	DEPÓSITO DE ALMACENAMIENTO.....	229
12.1.10	TALLER DE FABRICACIÓN DE DOVELAS.....	229
12.2	EJECUCIÓN DE ACCESOS.....	230
12.2.1	EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO.....	230
12.2.2	POZO DE ATAQUE.....	230
12.3	EXCAVACIÓN Y AVANCE DEL TÚNEL.....	233
12.3.1	PORTAL DE ENTRADA Y SALIDA.....	233
12.3.2	AVANCE CON RETROEXCAVADORA.....	234
12.3.3	ROZADORA.....	234
12.3.4	EXPLOSIVOS.....	234



12.4	INSTALACIONES DEL TÚNEL.....	235
12.4.1	VENTILACIÓN.....	235
12.4.2	INSTALACIÓN ELÉCTRICA.....	237
12.4.3	INSTALACIÓN DE AIRE COMPRIMIDO.....	238
12.5	SOSTENIMIENTO.....	238
12.5.1	PERNOS DE ANCLAJE.....	238
12.5.2	CONCRETO PROYECTADO.....	238
12.5.3	CERCHAS.....	239
12.5.4	PLACAS DESPLEGADAS (BERNOLD).....	240
12.5.5	TRATAMIENTOS ESPECIALES.....	240
12.6	REVESTIMIENTO Y FALSOS TÚNELES.....	240
12.6.1	IMPERMEABILIZACIÓN.....	240
12.6.2	CONCRETO IN-SITU.....	241
12.6.3	ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	242
12.7	ACABADOS E INSTALACIONES DEFINITIVAS.....	242
12.8	SISTEMAS DE EJECUCIÓN DE TÚNELES CON MÁQUINAS INTEGRALES.....	242
12.8.1	MONTAJE Y DESMONTAJE.....	247
12.8.2	UTILIZACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	247
12.9	HIGIENE.....	248
12.9.1	CONTAMINANTES FÍSICOS.....	248
12.9.2	CONTAMINANTES QUÍMICOS.....	249
12.9.3	CONTAMINANTES BIOLÓGICOS.....	249
12.10	PLANES DE EMERGENCIA, ALARMA Y EVACUACIÓN.....	250
12.11	ENTORNO.....	252
PARTE IV	LAS INSTALACIONES EN TÚNELES.....	253
CAPÍTULO XIII	ILUMINACIÓN EN TÚNELES.....	253
13.1	GENERALIDADES.....	253
13.2	ZONAS DE ALUMBRADO EN LOS TÚNELES.....	254
13.2.1	ZONAS DE ACCESO.....	254
13.2.2	ZONA DE UMBRAL.....	255
13.2.3	ZONA DE TRANSICIÓN.....	255
13.2.4	ZONA INTERIOR.....	256
13.2.5	ZONA DE SALIDA.....	256
13.3	CRITERIOS PARA LA ILUMINACIÓN.....	256
13.3.1	ILUMINACIÓN EN LA ZONA DE ACCESOS L20.....	256
13.3.2	ILUMINACIÓN EN LA ZONA DE UMBRAL.....	257
13.3.3	ILUMINACIÓN EN LA ZONA DE TRANSICIÓN.....	259
13.3.4	ILUMINACIÓN EN LA ZONA INTERIOR DEL TÚNEL.....	259

13.3.5	ILUMINACIÓN EN LA ZONA DE SALIDA DEL TÚNEL	260
13.4	EQUIPOS, LÁMPARAS Y LUMINARIAS.	260
13.4.1	BANDEJAS, CAJAS DE CONEXIÓN Y CABLEADO.	260
13.4.2	LÁMPARAS.	261
13.4.3	LUMINARIAS.	261
13.4.4	TECNOLOGÍA LED.	262
13.5	EMPLAZAMIENTO Y COLOCACIÓN.	263
13.5.1	UBICACIÓN.	264
13.5.2	DISPOSICIÓN.	264
13.6	CONDICIONES DE SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE ILUMINACIÓN.	264
13.6.1	ESTADOS DE FUNCIONAMIENTO.	264
13.6.2	CONTROL Y REGULACIÓN.	264
CAPÍTULO XIV	VENTILACIÓN EN TÚNELES.	267
14.1	GENERALIDADES.	267
14.2	TIPOS DE VENTILACIÓN.	268
14.2.1	VENTILACIÓN NATURAL.	269
14.2.2	VENTILACIÓN LONGITUDINAL.	270
14.2.3	VENTILACIÓN SEMITRANSVERSAL.	272
14.2.4	VENTILACIÓN TRANSVERSAL.	273
14.3	ALCANCES DE LA VENTILACIÓN NATURAL.	274
14.4	DETERMINACIÓN DE LAS NECESIDADES DEL AIRE FRESCO.	274
14.4.1	DILUCIÓN DE MONÓXIDO DE CARBONO (CO).	274
14.4.2	DILUCIÓN DE LOS ÓXIDOS DE NITRÓGENO (NOX).	276
14.4.3	DILUCIÓN DE HUMOS DE LOS VEHÍCULOS (OPACIDAD).	276
14.4.4	INCENDIO.	277
14.5	POLUCIÓN EN EL AIRE DEL PORTAL.	279
14.6	INCENDIOS EN TÚNELES.	280
14.6.1	SISTEMAS DE DETECCIÓN AUTOMÁTICA DE INCENDIOS.	280
14.6.2	SISTEMAS DE DETECCIÓN MANUAL DE INCENDIOS.	286
14.6.3	GALERÍAS DE ESCAPE.	286
14.6.4	PRUEBAS DE HUMOS.	287
14.7	CÁLCULO DE EQUIPAMIENTOS Y DISEÑO DE LA VENTILACIÓN.	289
14.7.1	ALCANCES DE LA VENTILACIÓN NATURAL.	289
14.7.2	DISEÑO DEL SISTEMA DE VENTILACIÓN FORZADA.	289
14.7.3	CAUDAL Y SECCIÓN ÚTIL, CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DEL AIRE.	291
14.7.3.1	Limitación de la concentración de monóxido de carbono	292
14.7.3.2	Limitación de la concentración de dióxido nitrógeno	293
14.7.3.3	Reducción de la visibilidad por causa de los humos	294

14.7.3.4	Potencia necesaria para la ventilación del túnel	295
14.7.4	DETERMINACIÓN DEL TIPO Y NÚMERO DE VENTILADORES.....	299
14.7.4.1	Ventiladores de chorro	299
14.7.4.2	Axiales de gran potencia.....	300
14.7.4.3	Centrífugos	301
14.7.4.4	Número y potencia de ventiladores	301
14.7.5	SALIDAS DEL AIRE VICIADO.....	304
14.7.6	CONDICIONES DE SERVICIO.....	305
CAPÍTULO XV INSTALACIONES DE EXPLOTACIÓN Y SEGURIDAD EN TÚNELES		307
15.1	GENERALIDADES.....	307
15.2	CRITERIO DE ELECCIÓN DE EQUIPOS.....	308
15.2.1	PARÁMETROS DE SEGURIDAD.....	308
15.2.1.1	En túneles carreteros.....	308
15.2.1.2	En túneles urbanos.....	308
15.2.2	ESTUDIOS Y ANÁLISIS DE RIESGOS.....	308
15.2.3	ORGANIZACIÓN Y MEDIOS.....	309
15.2.4	PLANES DE SEGURIDAD E INTERVENCIÓN (PSI).....	310
15.3	INSTALACIONES DE SEGURIDAD EN TÚNELES.....	312
15.3.1	CONTROL DE TRÁFICO, SEÑALIZACIÓN Y BALIZAMIENTO.	312
15.3.2	SISTEMAS CONTRA INCENDIO.....	313
15.3.3	VENTILACIÓN Y EXTRACCIÓN DE HUMOS.	313
15.3.4	ILUMINACIÓN.....	314
15.3.5	SUMINISTRO ELÉCTRICO.	314
15.3.6	EQUIPAMIENTO ELÉCTRICO.	315
15.3.7	CIRCUITO CERRADO DE TELEVISIÓN.	315
15.3.8	DETECCIÓN AUTOMÁTICA DE INCIDENCIAS (DAI).	315
15.3.9	SISTEMA DE COMUNICACIONES.	316
15.3.10	GESTIÓN CENTRALIZADA (SALA TÉCNICA Y DE CONTROL).....	316
15.3.11	ESTACIONES REMOTAS.....	316
15.3.12	EQUIPAMIENTO HIDRÁULICO.	316
15.4	INSTALACIONES DE RESERVA.	317
15.4.1	PRISMA DE RESERVA.....	317
PARTE V CONSERVACIÓN O MANTENIMIENTO EN TÚNELES		319
CAPÍTULO XVI MANTENIMIENTO Y REPARACIONES EN TÚNELES.....		319
16.1	GENERALIDADES.....	319
16.2	PATOLOGÍAS DE TÚNELES.	319
16.2.1	DEGRADACIÓN DEL TERRENO.....	319
16.2.2	DETERIORO DEL SOSTENIMIENTO Y DEL REVESTIMIENTO.	320
16.3	MÉTODOS DE ESTUDIO.....	320
16.3.1	INSPECCIÓN VISUAL.....	321

16.3.2	SONDEOS.....	321
16.3.3	MÉTODOS GEOFÍSICOS.....	321
16.4	MÉTODOS DE REPARACIÓN.....	322
16.4.1	REPARACIONES PROVISIONALES.....	322
16.4.2	REPARACIONES EN TÚNELES NO REVESTIDOS.....	323
16.4.3	REPARACIONES EN TÚNELES REVESTIDOS.....	323
16.4.4	TRATAMIENTO DEL TERRENO.....	323
16.4.5	REPARACIONES EN REVESTIMIENTO DE LADRILLO O MANPOSTERÍA.....	323
16.5	MANTENIMIENTO SISTEMÁTICO.....	323
16.5.1	METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN.....	323
16.5.2	INSPECCIÓN VISUAL RUTINARIA.....	324
16.5.3	LIMPIEZA.....	324
16.5.4	REPARACIONES DE DAÑOS POR ACCIDENTES.....	324
16.5.5	REVISIÓN DEL PAVIMENTO Y LA SEÑALIZACIÓN.....	324
CAPÍTULO XVII MANTENIMIENTO DE INSTALACIONES DE EXPLOTACIÓN Y SEGURIDAD EN TÚNELES		325
17.1	GENERALIDADES.....	325
17.2	MANTENIMIENTO DE INSTALACIONES DE EXPLOTACIÓN Y SEGURIDAD.....	325
17.2.1	MANUAL DE EXPLOTACIÓN DEL TÚNEL.....	327
17.2.2	PLAN DE MANTENIMIENTO.....	329
17.2.2.1	Mantenimiento rutinario – preventivo.....	331
17.2.2.2	Mantenimiento periódico – correctivo.....	335
17.2.3	METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN DE TÚNELES.....	335
17.2.4	PLAN DE FORMACIÓN.....	336
PARTE VI MUROS.....		339
CAPÍTULO XVIII GENERALIDADES.....		339
18.1	SIMBOLOGIA.....	339
18.2	PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES	343
18.2.1	REQUISITOS GENERALES	343
18.2.2	DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO.....	343
18.2.2.1	Investigaciones de las fundaciones.....	343
18.2.2.1.1	Generalidades.....	343
18.2.2.1.2	Estudios topográficos.....	343
18.2.2.2	Determinación de las propiedades del suelo.....	344
18.2.2.2.1	Exploración de suelos.....	344
18.2.2.2.2	Ensayos de laboratorio.....	344
18.2.2.2.2.1	Generalidades	344
18.2.2.2.2.2	Ensayos para suelos	344
18.2.2.2.2.3	Ensayos para rocas	345
18.2.2.2.3	Ensayos in situ	345
18.2.2.2.3.1	Generalidades	345

18.2.2.2.3.2	Ensayos para suelos	345
18.2.2.2.3.3	Ensayos para rocas	345
18.3	MUROS.....	346
18.3.1	GENERALIDADES.....	346
18.3.2	CLASIFICACIÓN SEGÚN SU FUNCIONALIDAD	347
18.3.3	CLASIFICACIÓN SEGÚN TIPO DE MATERIAL	348
18.3.4	CARGAS	349
18.3.5	ESTRIBOS INTEGRALES	349
18.3.6	MUROS TIPO ALA	349
18.3.7	ARMADURA.....	350
18.3.7.1	Muros de sostenimiento convencionales.	350
18.3.7.2	Muros de ala.....	350
18.3.8	JUNTAS DE EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN.....	350
18.3.9	MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	350
18.3.9.1	Estribos	350
18.3.9.2	Muros de sostenimiento convencionales.....	350
18.3.9.3	Estabilidad global.....	350
18.3.10	CAPACIDAD DE CARGA Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA. 351	
18.3.10.1	Generalidades.....	351
18.3.10.2	Capacidad de carga	351
18.3.10.3	Vuelco.....	353
18.3.10.4	Erosión subsuperficial.....	353
18.3.10.5	Resistencia pasiva.....	354
18.3.10.6	Deslizamiento	354
18.3.11	SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES	354
18.3.12	DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	354
18.3.13	DRENAJE	355
18.3.14	PRESENCIA DEL AGUA.	355
18.3.15	COMPACTACIÓN.	356
18.4	FILOSOFÍA DE DISEÑO.....	356
18.4.1	GENERALIDADES.....	356
18.4.2	ESTADOS LÍMITES.....	356
18.4.2.1	Generalidades.....	356
CAPÍTULO XIX ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA.		357
19.1	ESTADOS LIMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA PARA FUNDACIONES	357
19.1.1	GENERALIDADES.....	357
19.1.2	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	357
19.1.3	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	357
19.1.4	ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTES A EVENTOS EXTREMOS	357
19.1.5	FACTORES DE RESISTENCIA.....	357
19.2	ESTADO LIMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA PARA MUROS DE SOSTENIMIENTO.....	358

19.2.1	GENERALIDADES.....	358
19.2.2	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.	358
19.2.3	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	359
19.2.4	RESISTENCIA REQUERIDA.	359
19.2.5	COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA.	360
19.2.6	FACTORES DE RESISTENCIA.	362
19.2.7	ESTADO LIMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO.....	366
CAPÍTULO XX CARGAS Y FACTORES DE CARGAS		367
20.1	GENERALIDADES.	367
20.1.1	CARGAS Y DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS.....	367
20.2	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.	367
20.2.1	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.....	367
20.2.2	FACTORES DE CARGA PARA CARGAS DE CONSTRUCCIÓN.....	368
20.3	CARGA PERMANENTES:.....	368
20.3.1	CARGAS PERMANENTES: DC, DW Y EV.....	368
20.3.2	CARGAS DE SUELO: EH, ES, LS Y DD.....	369
20.4	EMPUJE DEL SUELO EH, ES, LS Y DD.....	369
20.4.1	GENERALIDADES.	369
20.4.2	EMPUJE DEL SUELO: EH	373
20.4.2.1	Empuje lateral del suelo.....	373
20.4.2.1.1	Coefficiente de empuje lateral en reposo, Ko.....	373
20.4.2.1.2	Coefficiente de empuje lateral activo, Ka.....	374
20.4.2.1.3	Coefficiente de empuje lateral pasivo, Kp.....	376
20.4.2.1.4	Método de fluido equivalente para estimar empujes laterales de Rankine.	378
20.4.2.1.5	Empujes laterales de suelo para muro pantalla.....	379
20.4.2.1.6	Empujes laterales de suelo para muros anclados.	384
20.4.2.1.6.1	Suelos no cohesivos.....	384
20.4.2.1.6.2	Suelos cohesivos	385
20.4.2.1.6.3	Suelos rígidos a duros	385
20.4.2.1.6.4	Suelos blandos a medianamente rígidos	385
20.4.2.1.7	Empujes laterales del suelo para muros estabilizados mecánicamente.	386
20.4.2.1.7.1	Generalidades.....	386
20.4.2.1.7.2	Estabilidad interna.....	387
20.4.2.1.8	Empujes laterales del suelo para muros modulares prefabricados.	387
20.5	SOBRECARGA: ES Y LS.....	389
20.5.1	SOBRE CARGA UNIFORME (ES).....	389
20.5.2	CARGA PUNTALES, LINEALES Y DE FRANJA (Es)- MUROS RESTRINGIDOS CONTRA EL MOVIMIENTOS.	389
20.5.3	CARGA DE FRANJA (ES) - MURO FLEXIBLE.....	392
20.5.4	SOBRECARGA VIVA (LS).....	394

CAPÍTULO XXI MURO DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE	395
21.1 GENERALIDADES.....	395
21.2 DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS.....	396
21.2.1 MÍNIMA LONGITUD DE REFUERZO	397
21.2.2 MÍNIMA PROFUNDIDAD EMBEBIDA DE LA CARA FRONTAL.....	397
21.2.3 REVESTIMIENTO.....	398
21.2.3.1 Revestimiento rígido de concreto, acero y madera.....	398
21.2.3.2 Revestimiento flexible.....	399
21.2.3.3 Corrosión en los revestimientos de los muros de suelos estabilizada mecánicamente	399
21.3 CARGAS.....	400
21.4 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	400
21.4.1 ASENTAMIENTO.....	400
21.4.2 DESPLAZAMIENTO LATERAL	400
21.4.3 ESTABILIDAD GLOBAL	400
21.5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO (ESTABILIDAD EXTERNA).....	401
21.5.1 GENERALIDADES.....	401
21.5.2 CARGAS	401
21.5.3 DESLIZAMIENTO	402
21.5.4 CAPACIDAD DE CARGA	402
21.5.5 VUELCO	403
21.6 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (ESTABILIDAD INTERNA).....	403
21.6.1 GENERALIDADES.....	403
21.6.2 CARGAS.....	403
21.6.2.1 Máximas cargas en los refuerzos.....	403
21.6.2.2 Cargas en los refuerzos en la conexión con la cara del muro.	406
21.6.3 ARRANCAMIENTOS DE LOS REFUERZOS DE SUELO	406
21.6.3.1 Límite entre la zona activa y la zona resistente.....	406
21.6.3.2 Diseño contra el arrancamiento de los refuerzos	408
21.6.4 RESISTENCIA DE LOS REFUERZOS.....	409
21.6.4.1 Generalidades.....	409
21.6.4.2 Consideraciones relacionadas con la vida de diseño	412
21.6.4.2.1 Refuerzo de acero	412
21.6.4.2.2 Refuerzo de geosintéticos	413
21.6.4.3 Resistencia a la tracción de diseño	415
21.6.4.3.1 Refuerzo de acero	415
21.6.4.3.2 Refuerzo de geosintéticos	416
21.6.4.4 Resistencia de diseño de las conexiones de los refuerzos al revestimiento	417
21.6.4.4.1 Refuerzo de acero	417

21.6.4.4.2	Refuerzo de geosintéticos	417
21.7	DISEÑO SISMORESISTENTE	419
21.7.1	ESTABILIDAD EXTERNA	419
21.7.2	ESTABILIDAD INTERNA.....	421
21.7.3	CONEXIÓN DE LOS REFUERZOS AL REVESTIMIENTO	423
21.8	DRENAJE.....	425
21.9	EROSIÓN SUBSUPERFICIAL.....	425
21.10	CONDICIONES DE CARGAS ESPECIALES.....	425
21.10.1	CARGAS PERMANENTE CONCENTRADAS.....	425
21.10.2	CARGAS DEBIDAS AL TRÁFICO Y BARRERAS.....	427
21.10.3	PRESIÓN HIDROSTÁTICAS	428
21.10.4	OBSTRUCCIÓN EN LA ZONA DE SUELO REFORZADO	429
21.11	ESTRIBOS SOBRE MUROS DE TIERRA ESTABILIZADA MECANICAMENTE.....	430
CAPÍTULO XXII	MURO DE TIPO PANTALLA	433
22.1	GENERALIDADES.....	433
22.2	CARGAS	433
22.3	MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	433
22.3.1	MOVIMIENTO.....	433
22.3.2	ESTABILIDAD GLOBAL	433
22.4	SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	433
22.4.1	ESTABILIDAD GLOBAL	433
22.5	SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES.....	433
22.5.1	ELEMENTOS VERTICALES DEL MURO	433
22.5.2	REVESTIMIENTO.....	434
22.6	DISEÑO SISMORESISTENTE	434
22.7	PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN	434
22.8	DRENAJE.....	434
CAPÍTULO XXIII	MUROS MODULARES PREFABRICADOS	435
23.1	GENERALIDADES.....	435
23.2	CARGAS	436
23.3	MOVIMIENTOS EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	436
23.4	SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO	436
23.4.1	GENERALIDADES	436

23.4.2	DESIZAMIENTO	436
23.4.3	CAPACIDAD DE CARGA	436
23.4.4	VUELCO	436
23.4.5	EROSIÓN SUPERFICIAL.....	437
23.4.6	ESTABILIDAD GLOBAL	437
23.4.7	RESISTENCIA PASIVA Y DESIZAMIENTO	437
23.5	SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES.....	437
23.5.1	MÓDULOS.....	437
23.6	DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	437
23.7	ESTRIBOS.....	437
23.8	DRENAJE.....	438
PARTE VII	OBRAS COMPLEMENTARIAS	439
CAPÍTULO XXIV	MUROS ANCLADOS	439
24.1	GENERALIDADES.....	439
24.2	CARGAS.....	439
24.3	MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	439
24.3.1	MOVIMIENTO.....	439
24.3.2	ESTABILIDAD GLOBAL.....	439
24.4	SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO	440
24.4.1	CAPACIDAD DE CARGA	440
24.4.2	CAPACIDAD CONTRA EL ARRANCAMIENTO DE LOS ANCLAJES	440
24.4.3	RESISTENCIA PASIVA	440
24.5	SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES.....	441
24.5.1	ANCLAJES.....	441
24.5.2	ELEMENTOS VERTICALES DEL MURO	441
24.5.3	REVESTIMIENTO.....	441
24.6	DISEÑO SISMORESISTENTE	441
24.7	PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSION	441
24.8	CONSTRUCCIÓN E INSTALACIONES	441
24.8.1	TENSADO Y ENSAYO DE ANCLAJES	441
24.9	DRENAJE.....	442

TÚNELES CARRETEROS EN EL TRAMO 4 AZANGARO- INAMBARI DE LA IIRSA SUR





PRESENTACIÓN

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones en su calidad de órgano rector a nivel nacional en materia de transporte y tránsito terrestre, es la autoridad competente para dictar las normas correspondientes a la gestión de la infraestructura vial y fiscalizar su cumplimiento.

La Dirección General de Caminos y Ferrocarriles es el órgano de línea de ámbito nacional encargada de normar sobre la gestión de la infraestructura de caminos, puentes y ferrocarriles; así como de fiscalizar su cumplimiento.

El Manual de Carreteras **“Túneles, Muros y Obras Complementarias”** forma parte de los **Manuales de Carreteras** establecidos por el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial, aprobado por D.S. N° 034-2008-MTC y constituye uno de los documentos técnicos de carácter normativo, que rige a nivel nacional y es de cumplimiento obligatorio por los órganos responsables de la gestión de la infraestructura vial de los tres niveles de gobierno: Nacional, Regional y Local.

El Manual de Carreteras **“Túneles, Muros y Obras Complementarias”** contiene los criterios y parámetros técnicos para el diseño (trazo, definición de la sección tipo, estudios geológicos, caracterización del macizo rocoso, cálculos de estabilidad de la excavación, etc.), construcción (métodos de excavación en roca, métodos de sostenimiento fundamentalmente concreto proyectado y pernos de anclaje, auscultación, impermeabilización, drenaje, etc.), conservación y explotación de túneles, muros y obras complementarias.

La presente norma comprende los túneles carreteros excavados en macizos rocosos y en suelos, muros y obras complementarias., así mismo, son de aplicación las partes correspondientes a instalaciones, mantenimiento o conservación.

Teniendo en consideración que como toda ciencia y técnica, la ingeniería vial se encuentra en permanente cambio e innovación, es necesario que el presente documento sea revisado y actualizado periódicamente por el órgano normativo de la infraestructura vial del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Lima, octubre de 2016

TUNEL-SANTA-ROSA



PARTE I GENERALIDADES

CAPÍTULO I GENERALIDADES

1.1 OBJETO DEL MANUAL

El Manual de Carreteras: Túneles, Muros y Obras Complementarias, tiene por objeto brindar los criterios técnicos que se deben aplicar en la fase de factibilidad, estudio definitivo, ejecución del proyecto, operación y mantenimiento de los túneles, muros y obras complementarias, para la gestión de carreteras en tramos rurales y urbanos.

Este Manual no es un texto de estudio, ni tampoco puede sustituir la experiencia y el buen criterio que debe ser parte integral del arte de la ingeniería. Las fórmulas, ábacos y tablas que se incluyen tienen por objeto facilitar la búsqueda de soluciones razonables en el diseño y proceso constructivo de los túneles carreteros, muros y obras complementarias.

Este manual podrá ser complementado con normas internacionales de manera supletoria.

1.2 ORGANIZACIÓN DEL MANUAL

Con la finalidad de que el presente documento sea un instrumento de fácil identificación y uso, está organizado en partes y capítulos de la siguiente manera:

1.2.1 PARTES

- Parte I : Generalidades
- Parte II : Proyecto de Túneles
- Parte III : Ejecución en Túneles
- Parte IV : Instalaciones en Túneles
- Parte V : Conservación o Mantenimiento en Túneles
- Parte VI : Muros
- Parte VII : Obras Complementarias

1.2.2 CAPÍTULOS

PROYECTO DE TÚNELES

- Capítulo I : Generalidades
- Capítulo II : Diseño geométrico de túneles para carretera.
- Capítulo III : Estudios geológicos y geotécnicos.
- Capítulo IV : Clasificación geomecánica y diseño empírico (clasificación empírica y/o determinación de esfuerzos in-situ).
- Capítulo V : Cálculo de túneles.

EJECUCIÓN DE TÚNELES

- Capítulo VI : Excavación de túneles.
- Capítulo VII : Sostenimiento en túneles.
- Capítulo VIII : Auscultación en túneles.
- Capítulo IX : Impermeabilización, revestimiento y acabados.
- Capítulo X : Portal.
- Capítulo XI : Seguimiento y control de obra.
- Capítulo XII : Seguridad e higiene de la obra.

INSTALACIONES EN TÚNELES

- Capítulo XIII : Iluminación
Capítulo XIV : Ventilación.
Capítulo XV : Instalaciones de explotación y seguridad.

CONSERVACIÓN O MANTENIMIENTO EN TÚNELES

- Capítulo XVI : Mantenimiento y reparaciones.
Capítulo XVII : Mantenimiento de instalaciones de explotación y seguridad.

MUROS

- Capítulo XVIII : Generalidades.
Capítulo XIX : Estado límites y factores de resistencia
Capítulo XX : Cargas y factores de cargas.
Capítulo XXI : Muros de estabilizado mecánicamente.
Capítulo XXII : Muros de tipo pantalla – concreto armado.
Capítulo XXIII : Muros tipo modulares prefabricados (gavión).

OBRAS COMPLEMENTARIAS

- Capítulo XXIV : Muros anclados.

1.3 ABREVIATURAS

Las abreviaturas utilizadas representan lo que se indica a continuación:

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials o Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte (EE.UU.)
BIEs	Bocas de Incendio Equipadas
EG ()	Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción. Entre paréntesis se colocará el año de actualización.
FHWA	Federal Highway Administration o Administración Federal de Carreteras.
MTC	Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
PNP	Policía Nacional del Perú
SI	Sistema Internacional de Unidades (Sistema Métrico Modernizado).
SLUMP	Sistema Legal de Unidades de Medida del Perú (el SI en el Perú).
TRB	Transportation Research Board o Junta de Investigación del Transporte (EE.UU.).
CETU	Centro de Estudios de Túneles de Francia

1.4 SISTEMA DE MEDIDAS

Se empleará el Sistema Legal de Unidades de Medida del Perú (SLUMP) que a su vez ha tomado las unidades del Sistema Internacional de Unidades (SI) o Sistema Métrico Modernizado.

(a) Símbolo de las Unidades del SLUMP

A	Ampere	Corriente eléctrica
Cd	Candela	Intensidad luminosa
°C	Grado Celsius	Temperatura
G	Gramo	Masa
H	Hora	Tiempo
H	Henry	Inductancia
Ha	Hectárea	Área
Hz	Hertz (s^{-1})	Frecuencia
J	Joule (N.m)	Energía, trabajo
K	Kelvin	Temperatura
L	Litro	Volumen
Lx	Lux	Iluminación
M	Metro	Longitud
m²	metro cuadrado	Área
m³	metro cúbico	Volumen
Min	Minuto	Tiempo
N	Newton ($Kg.m/s^2$)	Fuerza
Pa	Pascal (N/m^2)	Presión
S	Segundo	Tiempo
T	Tonelada	Masa
V	voltio (W/A)	Potencial eléctrica
W	watt (J/s)	Potencia, flujo radiante
Ω	Ohm (V/A)	Resistencia eléctrica
°	Grado angular	Angulo plano
'	Minuto angular	Angulo plano
"	Segundo angular	Angulo plano

(b) Símbolo de Prefijos

E	Exa	10^{18}
P	Peta	10^{15}
T	Tera	10^{12}
G	Giga	10^9
M	Mega	10^6
K	Kilo	10^3
C	Centi	10^{-2}
m	Mili	10^{-3}
μ	Micro	10^{-6}
N	Nano	10^{-9}
P	Pico	10^{-12}
F	Femto	10^{-15}
A	Atto	10^{-18}

1.5 GLOSARIO DE TÉRMINOS

Las definiciones usadas en el presente documento, corresponden al “Glosario de Términos de uso frecuente en Proyectos de Infraestructura Vial” vigente. Asimismo, a continuación se incluyen las definiciones de los siguientes términos que serán de uso exclusivo del presente Manual:

APUNTALAR (ACODALAR)

Disponer una barra para evitar el movimiento de un punto en su sentido, trabajando a compresión. En el sentido contrario sería atirantar a tracción.

ARTESA

Es un molde o recipiente, para obtener muestras in-situ del concreto proyectado, con forma de pirámide truncada invertida. Cuya finalidad es obtener los núcleos de concreto, para el control de calidad respectivo.

BATACHES

Es una técnica utilizada cuando el terreno junto al corte, debe soportar cargas a una cota superior a la del fondo de la excavación (un edificio colindante o una calle). Consiste en ir excavando por tramos alternos, generalmente de ancho no superior a 2 m y ejecutar la cimentación / contención también de forma alternada.

BLEVE

Liberación repentina de líquido en ebullición o vapores en expansión como consecuencia de la rotura de un recipiente que contiene gas líquido a presión.

BOCA (PORTAL)

Entrada o salida de un túnel.

BOQUILLA DE ASPIRACIÓN

Apertura de un conducto de ventilación que aspira aire viciado, humo y/o gases calientes del túnel y/o de las galerías de evacuación.

CUELE

Es la fase de la voladura que se dispara en primer lugar. Su finalidad es crear una primera abertura en la roca que ofrezca al resto de las fases una superficie libre hacia la que puede escapar la roca con lo cual se posibilita y facilita su arranque.

EFFECTO PISTÓN

Fuerza producida por el movimiento de los vehículos sobre el aire del túnel.

ESTRATIFICACIÓN INVERSA

Movimiento del humo y de los gases calientes en sentido contrario al impuesto por la ventilación.

EXTRADÓS:

Término arquitectónico que designa el plano superior externo convexo de un arco o bóveda. También se denomina espalda o trasdós.

EXUTORIOS

Es un dispositivo de apertura y cierre que mediante una señal automática o manual, crea una abertura que facilita la evacuación natural de humos en forma ascensional y el control de la temperatura producido por un incendio. También se denomina aireador.

GÁLIBO LATERAL DE TÚNEL

Distancia horizontal transversal entre el borde de la calzada y el hastial del túnel (o cualquier otro obstáculo).

GÁLIBO DE TÚNEL

Altura libre mínima entre el punto más alto de la calzada y el punto más bajo de la bóveda (o de los equipos situados bajo ella) que debe mantenerse permanentemente para permitir el paso del tráfico autorizado.

ILUMINANCIA

La iluminancia o nivel de iluminación se define como el flujo luminoso que incide sobre una superficie. Su unidad de medida es el Lux.

LUMINANCIA

Se define como la densidad angular y superficial de flujo luminoso que incide, atraviesa o emerge de una superficie siguiendo una dirección determinada. Se llama luminancia o brillo fotométrico a la luz procedente de los objetos.

OPACÍMETRO (TRANSMISIOMETRO)

Aparato para medir la opacidad del aire. Transmisiómetro es un opacímetro que mide la capacidad de transmisión del aire.

PARALUMEN

Conjunto de vigas horizontales destinadas a reducir progresivamente la luz diurna antes de la entrada de un túnel, a fin de eliminar el efecto de "agujero negro" y de limitar la potencia de la iluminación artificial en la zona de entrada.

RAISE BORING

Constituye un procedimiento constructivo para la ejecución mecanizada de pozos o chimeneas entre dos niveles dentro de una mina o en un proyecto de ingeniería civil.

SUBSIDENCIA

Hundimiento paulatino del suelo, originado por las cavidades producidas a causa de excavaciones subterráneas, extracciones mineras u otros.

TRESILLONES

Son piezas metálicas rectilíneas en forma de "U", utilizados en la separación de cerchas o cuadros, fabricados con perfil de acero corrugado, redondo liso, etc.

TÚNELES

Los túneles son obras de carácter singular respecto al resto del trazo de la red de la cual forman parte. Se trata de obras en que el espacio está limitado a la sección transversal, su acceso no es posible desde cualquier punto y tienen unas características físicas diferentes al resto del trazo. Los túneles son obras que no pueden tener un proyecto tipo, sino que cada uno de ellos es un caso particular que debe estudiarse separadamente. La implantación en el terreno, características geométricas de planta y perfil, la sección transversal y los métodos de construcción están estrechamente ligados a la geología, tipos de terreno, volumen de tráfico, zona rural o urbana, etc.

VENTILADOR ELECTRO MECÁNICO (ACELERADOR)

Ventilador, generalmente situado bajo el techo del túnel, que transmite un impulso al aire del túnel.

CARRETERA PUERTO BERMÚDEZ - SAN ALEJANDRO, TRAMO CIUDAD CONSTITUCIÓN - PUERTO SUNGARO



PARTE II PROYECTO DE TÚNELES

CAPÍTULO II DISEÑO GEOMÉTRICO

2.1 GENERALIDADES.

El diseño geométrico de los túneles difiere de otros elementos de la vía, básicamente en los aspectos siguientes:

- ✓ Es un parámetro de entrada para el diseño de la carretera (sobre todo en perfil).
- ✓ No tiene actividad lateral.
- ✓ Las diferencias estacionales son menos marcadas.
- ✓ Igual iluminación de día y de noche con excepción de los portales.
- ✓ El diseño geométrico del túnel es de gran importancia, principalmente desde el punto de vista de la Seguridad Vial del usuario, así como de las etapas de construcción y mantenimiento.
- ✓ La sección transversal tipo del túnel, suele obedecer más a aspectos propios del túnel (geología, método constructivo, instalaciones, seguridad, etc.) que a datos generales de la carretera, por lo que se puede independizar del resto de la misma.
- ✓ Se prohíbe el adelantamiento en túneles de dos sentidos (bidireccional).
- ✓ Pendiente longitudinal limitada.

El diseño en planta y perfil del túnel, dependen del diseño geométrico del resto de la carretera y de las características de ésta, con la que tiene que mantener homogeneidad.

2.2 TIPO DE TÚNELES (rurales y urbanos)

Por lo general los tipos de túneles empleados en carreteras son: por su longitud, por el tipo de material, por el tipo de sección y otros.

A continuación se describen algunos tipos:

2.2.1 POR EL TIPO DE MATERIAL

2.2.1.1 En roca

Son aquellos cuyo material predominante está constituido por rocas, y que para su excavación requiere el uso de un sistema de perforación y voladura y/o excavación mecánica.

2.2.1.2 En suelos

Son aquellos cuyo material predominante está constituido por suelos y que para su ejecución se requiere excavación mecánica y elementos de sostenimiento.

2.2.1.3 Artificiales (falso túnel)

Estructura, por lo general de concreto armado, que se construye a cielo abierto luego de cortar el terreno y que posteriormente se recubre con material de relleno (propio o de préstamo).

2.2.2 POR LA CANTIDAD DE TUBO DE CIRCULACIÓN

2.2.2.1 Único

Túnel con un solo tubo de circulación, que puede ser en uno o dos sentidos.

2.2.2.2 Gemelos

Túnel con dos tubos de circulación, que están emplazados uno al costado del otro, con conexiones entre sí.

2.2.2.3 Múltiples

Túnel con más de dos tubos de circulación.

2.2.3 POR EL TIPO DE SECCIÓN

- ✓ Rectangular
- ✓ Circular
- ✓ Herradura

2.3 DISEÑO GEOMÉTRICO EN PLANTA.

2.3.1 GENERALIDADES.

El diseño del trazo en planta de un túnel está sujeto a las mismas limitaciones y recomendaciones del diseño geométrico de la carretera, excepto algunas particularidades específicas propias del túnel. El trazo no puede variarse de forma sustancial de la carretera.

La velocidad de diseño de los vehículos dentro del túnel determinará el diseño geométrico del trazo correspondiente, que se hará de acuerdo con lo establecido en el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico, vigente.

La velocidad máxima de operación dentro del túnel será la que corresponde a la velocidad de diseño de la carretera reducida en no menos del 20 % o reducido en 20 km/h por tramos consecutivos.

Deberán tenerse en cuenta los factores geológico-geotécnicos existentes y se procurará evitar los puntos o zonas conflictivas: fallas geológicas, zonas alteradas y otros.

Para el diseño en planta, a continuación se establecen los siguientes criterios:

a) Portales:

Se recomienda que el trazo de la aproximación al túnel, sea tal que el portal de éste sea visible por el conductor como mínimo, 15 segundos antes de llegar a él en cualquier circunstancia. Es decir, si V es la velocidad de proyecto de la carretera en Km/h, el portal debe ser visible desde una distancia mínima dada por la expresión:

$$L = 4.17 * V, \text{ donde } L \text{ está dado en metros.}$$

Por otra parte, para evitar el deslumbramiento debido a la luz del día en túneles de longitudes mayores a 500.00 m, es conveniente disponer una curva cerca del portal en función a la velocidad de diseño, con el objeto que desde dentro del túnel no sea visible el exterior.

b) Enlaces próximos al túnel:

Es recomendable no realizar ningún tipo de conexión, intersección o rotonda en la calzada, ni modificación del número de carriles en los 300 metros, anteriores o posteriores, del inicio o final del túnel.

c) Enlaces dentro del túnel:

Se evitará los enlaces, en las entradas, salidas y dentro del túnel. Si son inevitables (por ejemplo en tramos urbanos) se reforzará la iluminación en dichas zonas. Las bifurcaciones se señalizarán antes del inicio túnel para que cada vehículo ingrese a este por el carril correspondiente a la salida que vaya a tomar y, de este modo, evitar, en lo posible, los cambios de carril dentro del túnel.

En las incorporaciones se aumentará el número de carriles posterior al enlace, de forma que los vehículos que entran no tengan que incorporarse a carriles ocupados por otros vehículos.

d) Visibilidad en las curvas:

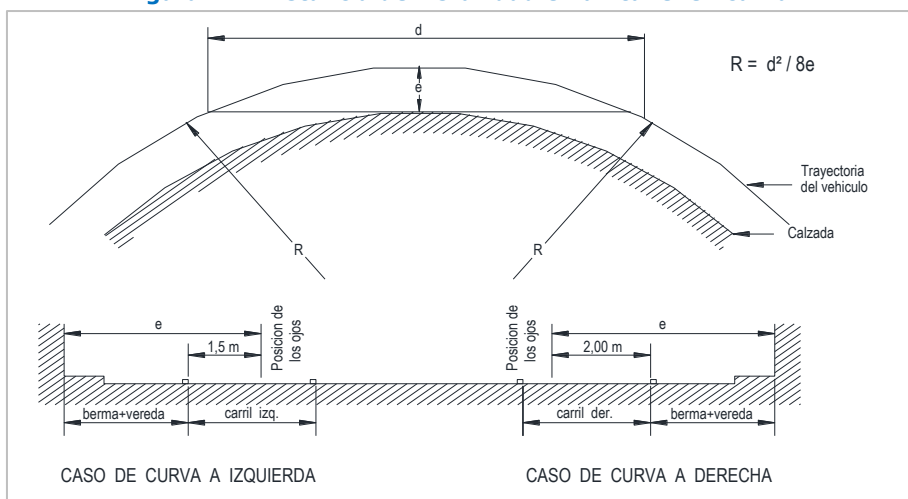
Dentro del túnel se debe mantener una distancia de visibilidad mínima superior a la distancia de parada en caso de una incidencia.

El Centro de Estudios de Túneles de Francia (CETU) ha elaborado un modelo que relaciona la velocidad de proyecto, la pendiente del trazo y el radio de curvatura mínimo admisible. En la [Figura 2.1](#) se observa que en una curva de radio **R**, la distancia de visibilidad **Dv** depende de la distancia del observador al hastial del túnel. La expresión correspondiente es:

$$R = \frac{Dv^2}{8e}$$

El valor de **e** dependerá de los anchos de bermas y veredas adoptadas para la sección tipo del túnel, y es distinto según sea la curva a la derecha o a la izquierda.

Figura 2.1 Distancia de visibilidad en un túnel en curva



Fuente: Centro de estudio de Túneles de Francia (CETU)

2.3.2 CONSIDERACIONES DEL DISEÑO EN PLANTA.

El trazo en planta de una carretera se compone de la adecuada combinación de los siguientes elementos: tangente, curva circular y curva de transición. Para el diseño de estos elementos en el túnel se seguirán las consideraciones y las características

máximas y mínimas que figuran en el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico, vigente.

2.3.3 TRAMOS EN TANGENTE.

La recta o tangente es un elemento de trazo que está indicado en carreteras de dos carriles para obtener suficientes oportunidades de adelantamiento y en cualquier tipo de carretera para adaptarse a condicionamientos externos obligados (infraestructuras preexistentes), condiciones urbanísticas, terrenos llanos, etc.).

Las longitudes mínimas admisibles y máximas deseables en los tramos en tangente en los túneles de un solo sentido, estarán de acuerdo a lo establecido en el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente, en función de la velocidad de diseño, que están establecidas en la [Tabla 302.01](#) del [Tópico 302.03](#) del [Capítulo 3](#) dadas por las expresiones siguientes:

$$L_{\min.s} = 1.39 \times V; \quad L_{\min.0} = 2.78 \times V; \quad L_{\max} = 16.70 \times V$$

Donde:

- $L_{\min.s}$ = Longitud mínima (m) para trazos en "S" (alineamiento recto entre alineamientos con radios de curvatura de sentido contrario).
- $L_{\min.0}$ = Longitud mínima (m) para el resto de casos (alineamiento recto entre alineamientos con radios de curvatura del mismo sentido).
- $L_{\max}$ = Longitud máxima deseable (m).
- V = Velocidad de diseño (km/h)

2.3.4 CURVAS CIRCULARES Y PERALTE.

Para el diseño de las curvas circulares se seguirá lo establecido en el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico, donde los radios mínimos y los peraltes máximos son los que figuran en la [Tabla 302.02](#).

2.3.5 CURVAS DE TRANSICIÓN.

La curva de transición adoptada, en todos los casos, es la clotoide. Su longitud deberá ser la necesaria para superar las limitaciones siguientes:

- ✓ Limitación de la aceleración centrífuga en el plano horizontal.
- ✓ Limitación por estética y guiado óptico.
- ✓ Limitación por condición de desarrollo del peralte.

Para el diseño de las curvas de transición se seguirá lo establecido en el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente en la [Sección 302.05](#).

Las curvas de transición tienen por objeto evitar las discontinuidades en la curvatura del trazo, por lo que en su diseño deberán ofrecer las mismas condiciones de seguridad, comodidad y estética que el resto de elementos de trazo, las longitudes y parámetros mínimos se muestran en la [Tabla 302.10](#) del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente.

2.3.6 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA.

Estará determinado de acuerdo a lo establecido en la [Sección 205](#) del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente, los valores indicados en la [Tabla 205.01](#), no obstante podrán incrementarse de acuerdo a las condiciones específicas del proyecto, al criterio y experiencia del proyectista.

2.4 DISEÑO GEOMÉTRICO EN PERFIL.

En el perfil longitudinal se consideran prioritarias las características funcionales de seguridad y comodidad que se deriven de la visibilidad disponible, que genere una deseable ausencia de pérdidas de trazo y de una variación continua y gradual.

2.4.1 PENDIENTE.

Una primera condición para el trazo en perfil de un túnel es el drenaje de las aguas que afloran al mismo procedentes del terreno. Se debe asegurar una pendiente mínima de acuerdo a lo establecido en la [Sección 303.03.01](#) del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente.

Asimismo, deben evitarse los diseños cóncavos que produzcan puntos bajos, pues se necesitaría en ellos disponer un bombeo para impedir la acumulación de agua.

La emisión de gases contaminantes de los vehículos aumenta con la inclinación de la rampa y se hace excesiva a partir de un 2% de pendiente.

La velocidad de los vehículos pesados se reduce excesivamente en rampas superiores a esos valores, lo que obligaría a diseñar carriles adicionales para vehículos lentos.

La experiencia demuestra que cuanto mayor es la rampa, mayor es la probabilidad de que se produzca una avería de un vehículo, que quedaría inmovilizado, provocando reducción de la capacidad y riesgo de colisión.

Las pendientes descendentes son, por el contrario, beneficiosas por las razones contrarias a las anteriores, aunque en caso de incendio son perjudiciales por el efecto chimenea.

Las pendientes máximas serán determinadas de acuerdo a lo establecido en la [Sección 303.03.02](#) del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente, no obstante podrán variarse de acuerdo a las condiciones específicas del proyecto, al criterio y experiencia del proyectista; adicionalmente tomar en cuenta lo establecido en la [Tabla 2.1](#) que recoge las limitaciones de rampas y pendientes en función de la longitud del túnel.

Tabla 2.1 Pendientes y rampas máximas

Longitud túnel (m)	<50	50-150	150-300	300-500	500-1000	>1000
Rampa máxima (%)	6	4	3	3	2	2
Pendiente máxima (%)	8	8	5	4	4	4

En cualquier caso, salvo justificación en contrario, el trazo en perfil del túnel será tal que en toda su longitud la velocidad de los vehículos pesados no sea inferior a la velocidad de diseño de acuerdo a la categoría de la carretera.

2.4.2 CURVAS VERTICALES.

Para los túneles se adoptará las longitudes mínimas establecidas en el [Tópico 303.04.03](#) de la [Sección 303](#) del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente, se debe evitar éstas en la medida de lo posible y solo ser utilizadas en el diseño de ser necesario.

2.5 CONCORDANCIA DEL TRAZO EN PLANTA Y EL PERFIL

El alineamiento horizontal y el perfil longitudinal de la carretera deberán estar concordado de forma que el usuario pueda circular por ella de manera cómoda y

segura, de acuerdo a lo establecido en el [Capítulo VI](#) del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente.

Concretamente, se evitará que se produzcan pérdidas de trazo, definida esta como el efecto que sucede cuando el conductor puede ver, en un determinado instante, dos tramos de carretera, pero no puede ver otro situado entre los dos anteriores.

Esta situación es muy difícil que ocurra en el interior de un túnel, ya que la visual queda interrumpida por las paredes y/o techo.

2.6 SECCIÓN TRANSVERSAL.

En el dimensionamiento de la sección transversal de un túnel entran en juego diversos factores: ancho necesario para la circulación del tráfico, gálibo necesario para la circulación de los vehículos, ancho de las veredas, bermas, necesidades geométricas de las instalaciones como pase de ductos, sistemas de drenaje, entre otros equipamientos del túnel y por último, la propia construcción del túnel.

Por cuestiones de seguridad, es recomendable que los túneles sean como mínimo de dos carriles, no obstante en casos debidamente justificados, la autoridad competente podrá autorizar la ejecución de proyectos de túneles con un solo carril.

2.6.1 ANCHO DE PLATAFORMA.

El ancho de los carriles es generalmente de 3.60 m como mínimo en concordancia con el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente; normalmente no se emplean carriles más estrechos de dichos valores, salvo circunstancias excepcionales como son los carriles adicionales para vehículos lentos que pueden ser de 3.00 m. En algunos casos podrían utilizarse anchos de carril diferentes a los señalados, los que deberán ser técnicamente justificados para las características específicas de cada proyecto.

El número de carriles debe ser el mismo que en la carretera al aire libre, dependiendo del tipo de vía, de la intensidad del tráfico y del nivel de servicio de la vía. Los túneles de carretera generalmente tienen dos carriles y en ciertas circunstancias tres. Si fueran necesarios cuatro carriles es preferible la opción de dos túneles paralelos de dos carriles cada uno, ya que las dificultades constructivas crecen aproximadamente con el cuadrado del ancho del túnel.

Los tres carriles se utilizan en túneles unidireccionales con mucho tráfico (en áreas urbanas), o en túneles bidireccionales con rampa superior a un 3%, y con un carril para vehículos lentos.

El ancho de la berma viene impuesto por el efecto pared, que limita la capacidad de la vía, y por la posibilidad de existencia de vehículos averiados en el lado derecho de la circulación.

Para el caso de túneles urbanos se deberá disponer de un ancho mínimo de berma de 3.00 m, y para los túneles rurales se deberá disponer un ancho mínimo de berma de 1.20 m, pudiéndose utilizar anchos menores, dependiendo de las características del túnel, lo cual deberá ser justificado por el proyectista.

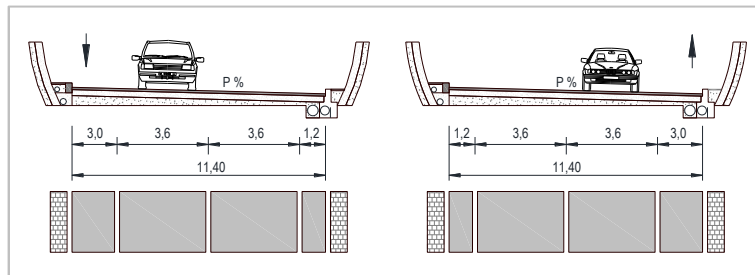
Los anchos del carril y bermas del túnel serán las establecidas en el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente con algunas modificaciones establecidas en las siguientes secciones:

Sección del túnel de una Carreteras de calzadas separadas (autopista):

Calzada con dos carriles sin previsión de ampliación.

La sección típica estará formada por:

Figura 2.2 Berma 3.00 m + 2 carriles de 3.6 m + berma 1.20 m = 11.40 m



Aunque no se permita el tránsito de peatones, se dispondrán a ambos lados veredas elevadas de setenta y cinco centímetros (75 cm) de ancho mínimo, ([Ver figura 2.6](#)), para facilitar las operaciones de conservación y para usuarios de vehículos averiados.

Sección del túnel de una Carreteras de calzada única:

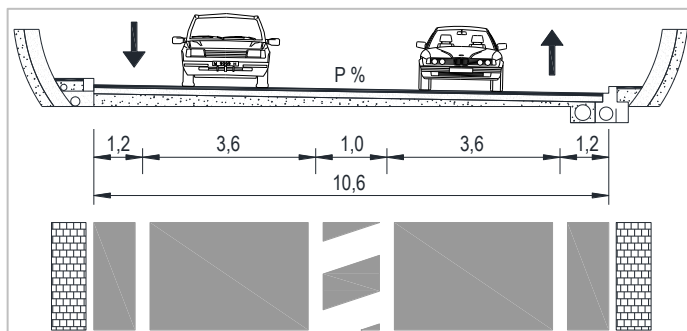
Para el caso de túneles de longitudes menores o iguales a 500.00 m la sección típica será simétrica, sin espacio para la detención de un vehículo en la berma. Se incluirá una zona de emergencia por sentido, en los túneles para carreteras con clasificación de primera clase.

Para el caso de túneles de longitudes mayores a 500.00 m se incluirán zonas de emergencia para el caso de vehículos que pudiera eventualmente averiarse, tal como se indica en el [Numeral 2.7.2](#) del presente Manual.

La sección típica será:

Túneles para Carreteras con clasificación de primera clase.

Figura 2.3 Berma 1.20 m + carril 3.6 m + zona intermedia 1.00 m + carril 3.6 m + berma 1.20 m = 10.60 m



2.6.2 GÁLIBO.

El galibo no será inferior a 5.50 m, en ningún punto de la plataforma ni en las zonas accesibles a los vehículos; además el túnel deberá tener una altura adicional

suficiente que permita la instalación de los elementos auxiliares como equipos de ventilación, iluminación y seguridad contra incendios en los casos que corresponda.

Sobre las veredas podrá ser suficiente una altura mínima libre de 2.40 m.

Figura 2.4 Sección típica de una galería – gálibo

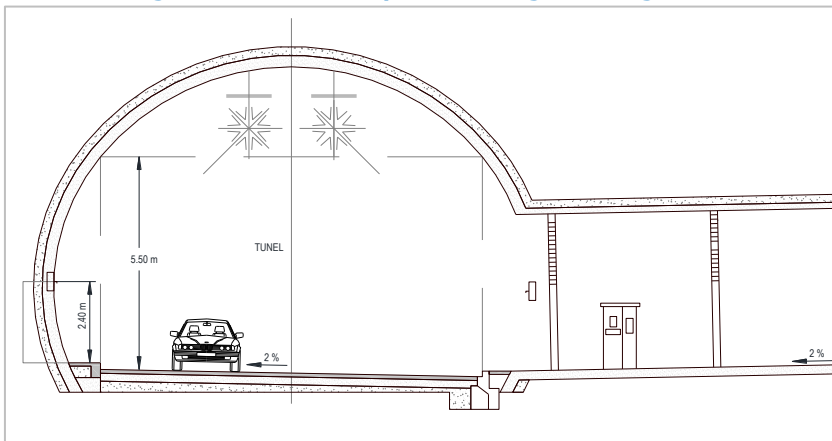
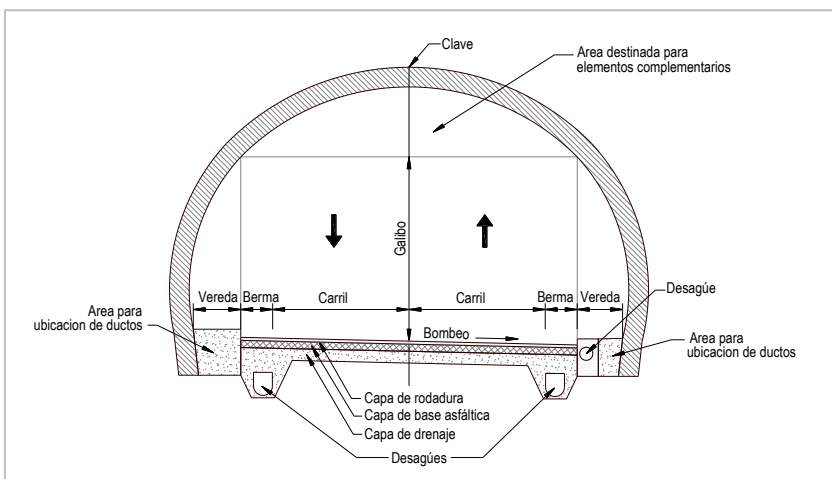


Figura 2.5 Sección típica de túnel de una galería circulación de vehículos bidireccional



2.6.3 ANCHO EN VEREDAS.

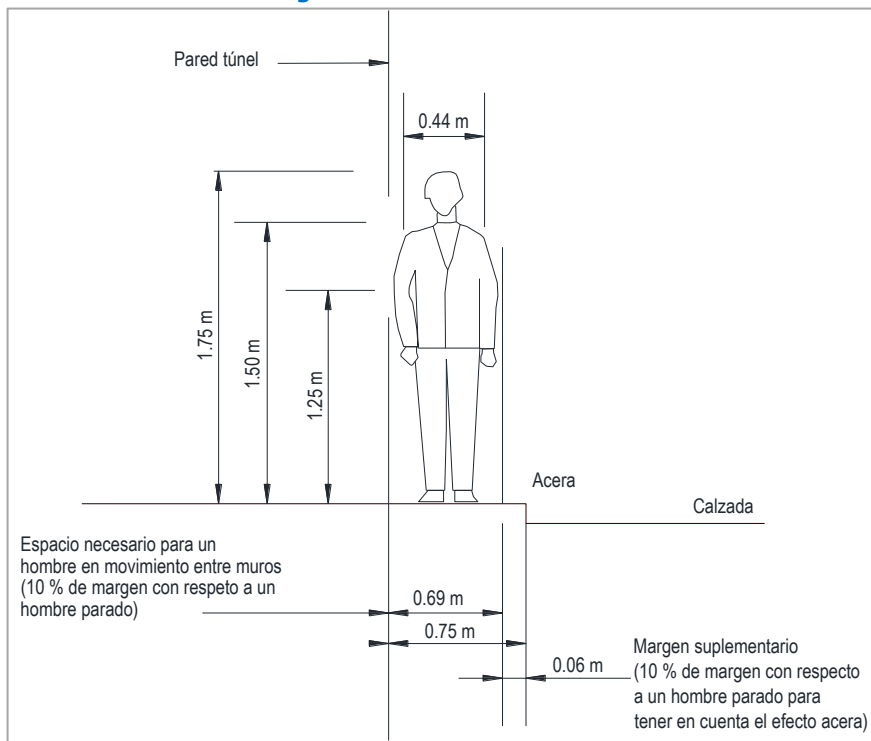
Para el caso de túneles urbanos accesibles a los peatones de forma habitual, el ancho de la vereda será como mínimo de 1.50 metros y estará aislada de la calzada con barreras rígidas, flexibles u otro medio. En el resto de los túneles la circulación de peatones se limita a los usuarios de vehículos averiados y a los empleados de mantenimiento

Para el caso de túneles rurales la vereda deberá permitir el paso de un hombre caminando, lo que requiere un ancho mínimo de 75.00 cm.

Debe considerarse que el ancho de la vereda junto con la berma influye en el "efecto pared" y en la visibilidad en las curvas. Para que el efecto pared no reduzca

la capacidad de la carretera, el ancho mínimo de berma más la vereda debe ser de 1.95 m. En cuanto a la visibilidad, véase literal d) del [Numeral 2.3.1](#) y la [Figura 2.1](#) Siempre y cuando esté acorde con el Diseño Geométrico vigente.

Figura 2.6 Ancho de vereda



El sardinel (bordillo) puede ser rebasable o no. En general la tendencia actual es hacia los sardineles rebasables, de altura no mayor de 20 cm, para reducir el efecto pared, permitir un sobreecho en caso de vehículos averiados o distracción del conductor y también para permitir la circulación de los vehículos de mantenimiento del túnel.

2.6.4 INSTALACIONES.

La ubicación de las instalaciones se debe tener en cuenta al dimensionar la sección tipo. La mayor influencia es la debida a la ventilación. Si se trata de ventilación longitudinal se debe dejar espacio suficiente en la clave para los ventiladores, teniendo en cuenta que su diámetro puede llegar hasta 1.50 m; con ventilación transversal o semitransversal debe disponerse de un falso techo y una sección suficiente para los caudales de aire fresco y viciado que se requieran (ver en el capítulo 14).

La iluminación requiere menor espacio, y además es conveniente colocarla por encima de la altura del gálibo. La señalización vertical se suele colocar sobre las aceras o por encima del gálibo en el caso de paneles luminosos. Por otra parte, las canalizaciones para cables y otras instalaciones se suelen colocar bajo la acera o adheridas al hastial en bandejas porta-cables (ver en el capítulo 13).

En general, cuando se dimensiona la sección tipo del túnel, no se conocen las dimensiones exactas de los elementos de las instalaciones, por lo que es conveniente diseñar la sección de forma amplia, del lado de la seguridad. Muchas veces son las instalaciones las que se adaptan a la sección tipo del túnel y no a la inversa.

En las [Figuras 2.7, 2.8 y 2.9](#) se muestran las secciones del túnel con la disposición habitual de todos los elementos de ventilación, iluminación y elementos de seguridad.

Figura 2.7 Situación de las instalaciones en un túnel

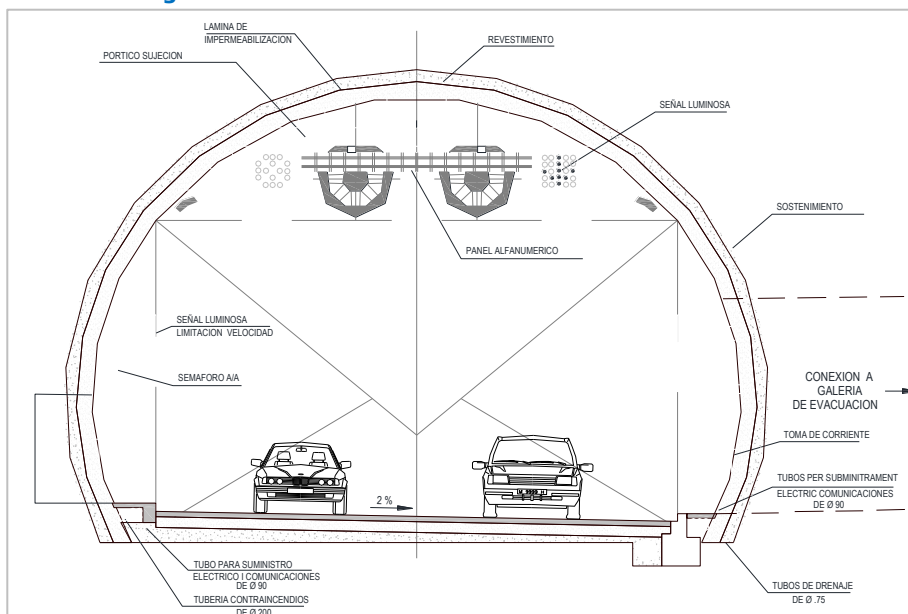


Figura 2.8 Situación de las instalaciones en un túnel

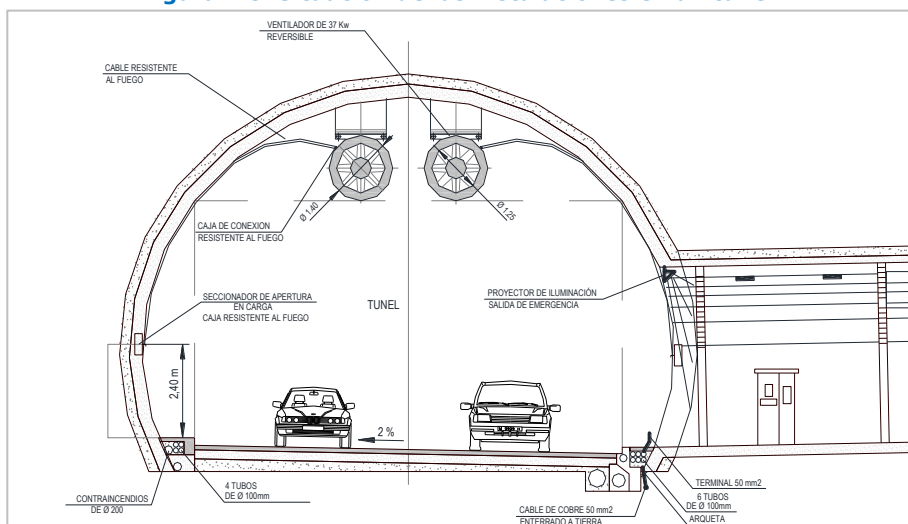
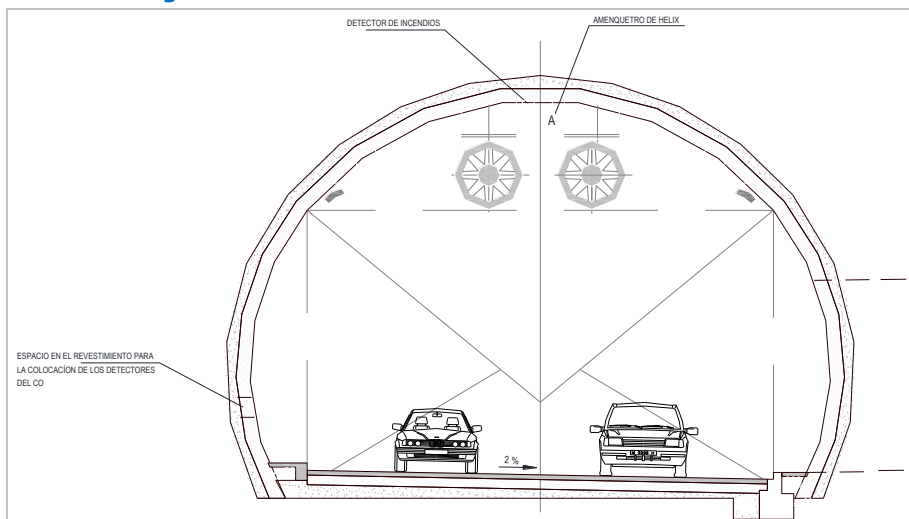


Figura 2.9 Situación de las instalaciones en un túnel

2.7 ELEMENTOS DE SEGURIDAD.

En el diseño geométrico de los túneles es necesario tener en cuenta ciertas recomendaciones relativas a la seguridad de los usuarios, especialmente en túneles de longitudes mayores a 500.00 m, las que se pueden resumir en los puntos siguientes:

2.7.1 CONEXIONES TRANSVERSALES.

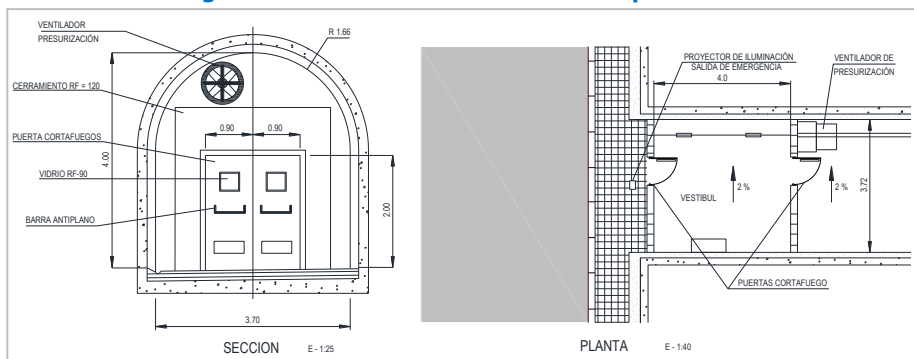
Se habilitarán salidas de emergencia si los análisis de los riesgos pertinentes, entre ellos la extensión del humo y la velocidad de su propagación en condiciones locales, demuestran que la ventilación y demás medidas de seguridad son insuficientes para garantizar la seguridad de los usuarios de la carretera.

Evacuación de peatones

En caso que la circulación quedara detenida dentro del túnel, hay que prever las vías de escape para la evacuación de los peatones. En el caso de un túnel único, la evacuación deberá hacerse necesariamente por las aceras del mismo; en el caso de túneles dobles unidireccionales se recomienda construir galerías de unión entre ambos, cada 400.00 m – 500.00 m, de dimensiones mínimas 1.40 m ancho y 2.60 m alto.

En caso de incendio este diseño permite a los peatones abandonar el túnel lleno de humo y escapar por el otro tubo. En la [Figura 2.10](#) se muestra una sección tipo para esta galería.

Figura 2.10 Galería de comunicación peatonal



Los tipos de salidas de emergencia considerados en la Directiva Europea de Seguridad en Túneles son:

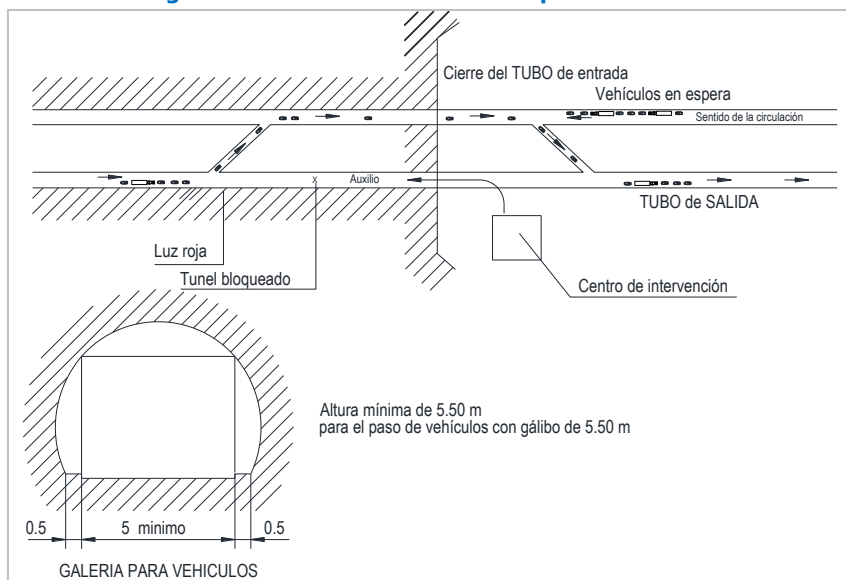
- Salidas directas del túnel al exterior
- Conexiones transversales entre tubos de túnel (Túnel con doble tubo)
- Salidas a una galería de emergencia
- Refugio con vía de evacuación separada del tubo del túnel.

No se construirán refugios que carezcan de salida a vías de evacuación al exterior.

Evacuación de vehículos en casos de emergencia.

Para los casos de túneles de doble tubo, se recomienda habilitar galerías de conexión entre tubos, particularmente en los casos en que éstos se encuentren a nivel, con el objeto de evacuar los vehículos; estas galerías deberán estar ubicadas cada 1 000.00 m, y tendrán como dimensiones mínimas 5.00 m de ancho y 5.50 m de alto y estará en función al vehículo de diseño. Un ejemplo de sección tipo se muestra en la [Figura 2.11](#).

Figura 2.11 Galería de conexión para vehículos



Fuente: Centro de estudio Túneles de Francia (CETU)

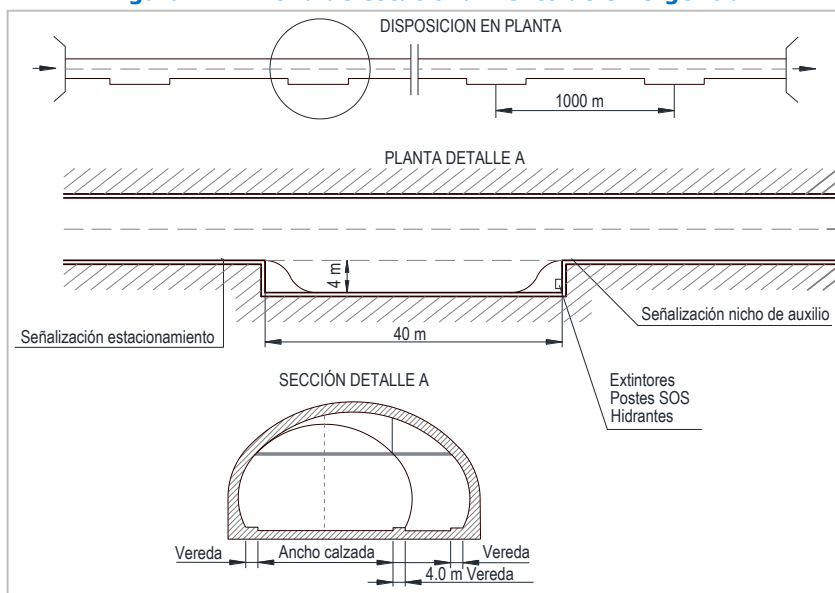
2.7.2 ZONA DE ESTACIONAMIENTO DE EMERGENCIA VEHICULAR (PLAZOLETA)

Para los túneles en los que la berma lateral sea menor a 2.50 m, se dispondrá de plazoletas que permitan el estacionamiento de emergencia y mantener la circulación normal de los vehículos, considerando el volumen de tráfico y la longitud del túnel.

La distancia máxima entre plazoletas o de éstas a los portales de entrada y salida, no será mayor a 1 000.00 m.

Las dimensiones recomendadas son de 40.00 m de longitud y ancho de 4.00 m.

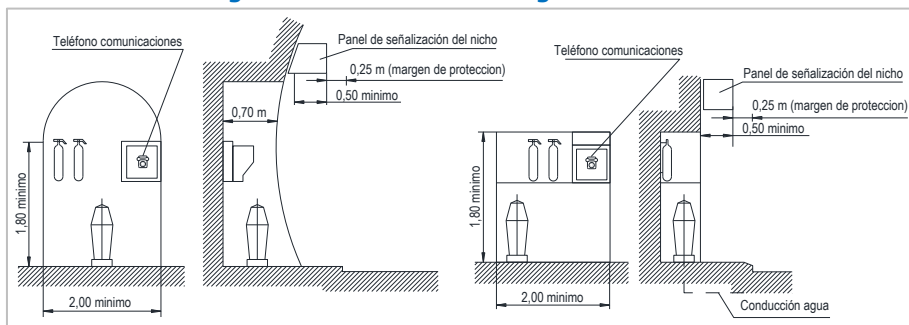
Figura 2.12 Zona de estacionamiento de emergencia



2.7.3 MÓDULOS O REFUGIOS DE AUXILIO PEATONAL (NICHOS).

Para túneles de longitudes mayores a 500.00 m y considerando el volumen del tráfico del mismo, se dispondrá de módulos o refugios de auxilio, los que albergan diversas instalaciones de seguridad tales como: teléfonos SOS, extintores, hidrantes, etc., cuya distancia de separación entre uno y otro estará en función a las características específicas de cada proyecto ([Ver Figura 2.13](#)).

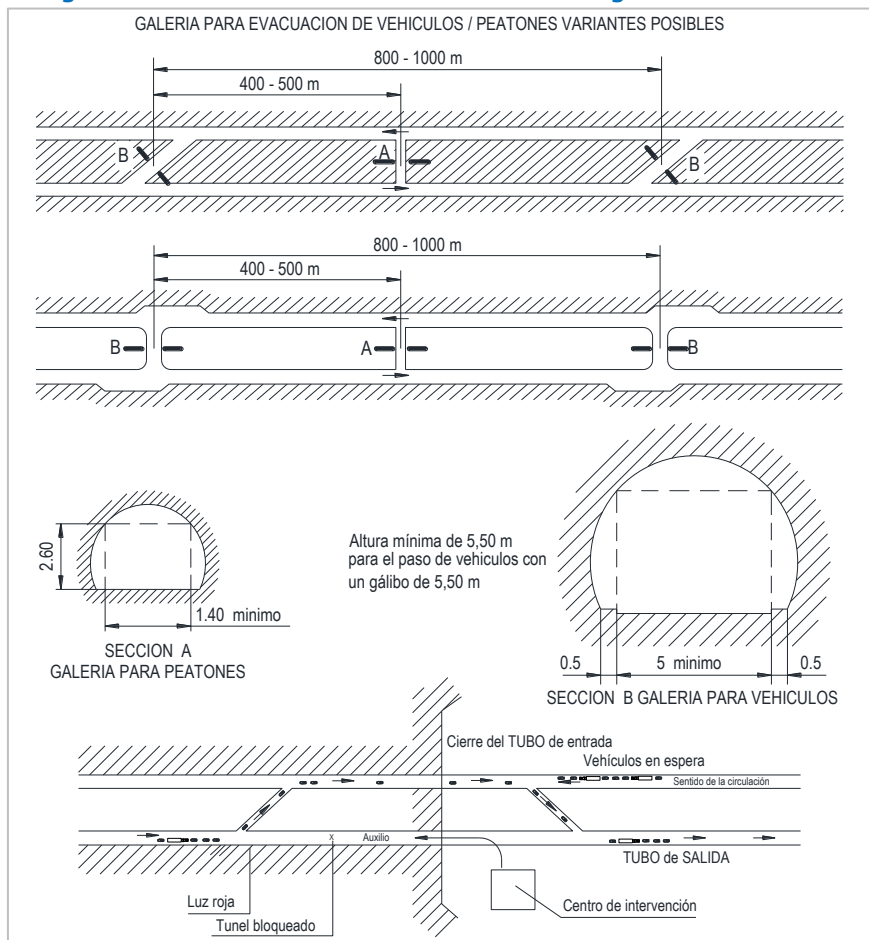
Figura 2.13 Módulos o refugios de auxilio



Fuente: Centro de estudio Túneles de Francia (CETU)

En la **Figura 2.14** se muestra un esquema en planta de un túnel de autopista (dos tubos paralelos unidireccionales), mostrando la situación de cada uno de los elementos de seguridad descritos.

Figura 2.14 Situación de infraestructuras de seguridad en un túnel



Fuente: Centro de estudio Túneles de Francia (CETU)

2.8 CARTOGRAFÍA, GEODESIA Y TOPOGRAFÍA.

La georeferenciación en los túneles deberá garantizar, el trazo desde el punto de vista geométrico, y que la construcción de los túneles se encuentre dentro de las tolerancias admisibles.

Las consideraciones topográficas, cartográficas y geodésicas que hay que tener en cuenta en el desarrollo de un proyecto son las siguientes:

- ✓ Elección del sistema geodésico de referencia tanto planimétrica como altimétrico para la ejecución del proyecto.
- ✓ La elección de la proyección cartográfica a utilizar
- ✓ Obtención de la cartografía de precisión de la zona de intervención.
- ✓ Implantación y observación de una red de precisión para la ejecución de obra.

- ✓ Metodología de observación e instrumentación a utilizar en la ejecución.
- ✓ Estrategia de cálculos y compensaciones de las observaciones.

2.8.1 SISTEMA DE UNIDADES

En las actividades de elaboración de una base cartográfica, trabajos de georreferenciación y topografía, se aplicará el sistema Legal de Unidades de Medida del Perú (SLUMP)

Las unidades angulares serán representadas mediante Sistema Sexagesimal.

2.8.2 BASE CARTOGRÁFICA

La base cartográfica estará compuesta de una fuente de información especial, destinada para un fin específico

Se utilizara bases cartográficas originales en los formatos raster o vectorial, queda descartada la utilización de bases cartográficos elaborados en medios análogos o digitalizados.

2.8.3 MARCO LEGAL

Para el desarrollo de la base cartográfica se deberá tener en cuenta las siguientes normas del Instituto Geográfico Nacional:

Norma Técnica Geodésica: Especificaciones Técnicas para Levantamientos Geodésicos verticales, vigente.

Norma Técnica Geodésica: Especificaciones Técnicas para el Posicionamiento Geodésico Estático relativo con Receptores del Sistema Satelital de Navegación Global, vigente.

PUNTOS CRÍTICOS DE LA CARRETERA CENTRAL



CAPÍTULO III ESTUDIOS GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS

3.1 GENERALIDADES.

Para el desarrollo de los proyectos de túneles es de fundamental importancia el conocimiento del macizo rocoso por donde se va a excavar el mismo. De las características de la roca o tipos de roca que se encuentren a lo largo del terreno dependerá el método de excavación, el tipo de sostenimiento a colocar, el tratamiento del macizo rocoso para su mejoramiento y estabilidad que se empleen; incluso el eje del trazo puede verse condicionado en ocasiones por las características geológicas de los materiales por los que atraviesa el túnel en el momento de decidir su posición adecuada.

Las evaluaciones y determinaciones a su debido tiempo de la calidad de las condiciones del macizo rocoso determinarán en gran medida el diseño, el plazo para la construcción del túnel y su costo.

Los objetivos básicos que debe cumplir un Estudio Geológico – Geotécnico, previos a la construcción de un túnel son los siguientes:

Objetivos Geológicos:

- ✓ Establecer las características de los afloramientos rocosos implicados en la construcción y estas deberán ser: Estratigrafía, litografía, estructuras geológicas (inclusive historia geológica, fallas, contactos, etc.); así como un posible estudio de su mineralogía.
- ✓ Evaluar las características hidrogeológicas de la zona donde se efectuara la excavación del túnel.

Objetivos Geotécnicos:

- ✓ Definir las propiedades físico-mecánicas del macizo rocoso como: resistencia, cohesión, dureza, ángulo de fricción interna de las discontinuidades predominantes, permeabilidad y otros.
- ✓ Definir las propiedades elásticas del macizo mediante ensayos de esfuerzos In Situ, a fin de determinar la presión litostática (esfuerzos) que se generan sobre el revestimiento y/o sostenimiento a colocar y por ende el factor de carga y potencia a aplicar durante la excavación.
- ✓ Definir un posible grado de estabilidad del macizo rocoso, a fin de brindar los criterios básicos que serán de utilidad para el diseñador: método constructivo, sostenimiento, medidas especiales.
- ✓ Expresar la caracterización de las incertidumbres y los riesgos geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos que se mantiene después del estudio, en función del grado de definición de éste, en relación con todo lo anterior.
- ✓ Definir los parámetros sísmicos.

Un estudio geológico geotécnico puede constar de dos fases:

El conocimiento geotécnico de los túneles, por su carácter de obra singular, requiere la realización de estudios geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos y geofísicos específicos. El ciclo de estudio del proyecto de un túnel debe planificarse en fases de intensidad creciente.

En una primera fase, se deberán consultar las principales fuentes bibliográficas, incluyendo la cartografía geológica existente de la zona, para la obtención de referencias previas sobre el área de influencia geológica del trazo y su marco

geotécnico para obtener una primera aproximación de las propiedades del macizo rocoso y establecer los métodos y volumen de las investigaciones de campo que se realizarán para la siguiente fase.

En segunda fase, se deberán efectuar principalmente, reconocimientos geológicos de superficie, con una cartografía geológica de detalle, en el entorno del túnel, realizando el cartografiado geológico de los afloramientos rocosos, definir tipo de rocas, estructuras y posteriormente realizar estaciones geomecánicas en los afloramientos a fin de conocer las distintas características de las discontinuidades y poder establecer su relación con las estructuras geológicas, definir presencia de fallas, características Geomecánicas, etc.

También se debe evaluar problemas de geodinámica externa que puedan afectar a la excavación en especial en los portales y accesos (deslizamientos, hundimientos, erosión de riberas, etc.) durante la construcción del túnel.

En esta fase, será necesaria la realización de programas de reconocimientos geológicos e hidrológicos mediante métodos de investigación indirectos y directos sucesivos que permitan la caracterización geológico-geotécnica e hidrogeológica de la zona influencia del túnel.

El estudio se realizará en función de la complejidad del túnel.

Posteriormente, a partir de estos datos previos y de la información disponible relativa a la geología, geotecnia e hidrogeología, será necesario realizar una interpretación así como establecer un modelo geológico, geotécnico y matemático (uso de software especializado) en la zona de influencia del túnel.

Las Investigaciones geotécnicas serán realizadas mediante métodos indirectos y directos; los indirectos se efectuarán mediante Investigaciones Geofísicas y los directos mediante Excavación de calicatas, Perforaciones con obtención de testigos y galerías de exploración. Asimismo mediante ambos métodos se puede definir en el modelo el modelo hidrogeológico que podría afectar la construcción del túnel.

Estableciendo un modelo Hidrogeológico se definirán los niveles freáticos y así poder colocar mediante las perforaciones piezómetros de control, también el modelo debe establecer las redes de flujo, así como realizando ensayos in situ de permeabilidad definir la permeabilidad del macizo rocoso, su transmisibilidad y capacidad de almacenamiento. En el caso de rocas tipo Calizas debemos establecer en el modelo geológico la localización de zonas kársticas.

3.2 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE

Esta fase inicial comprende la recopilación de información existente y hacer la revisión y análisis de los estudios e investigaciones que se han realizado al entorno del proyecto del túnel en estudio.

La revisión de la bibliografía es importante debido a que proporciona una base general de lo que se va a estudiar y en especial aprovecha las observaciones realizadas por otros profesionales respecto a la zona a investigar. La información recopilada debe ser en forma general. Por tanto no deberán dejar de revisar cualquier información de la zona sea cual fuese sus objetivos, aunque estos sean con carácter de investigación de otras especialidades.

Se debe hacer una recopilación en primer lugar de la Información Topográfica que nos indique la magnitud de las investigaciones que se han realizado en la zona. Es importante obtener los planos topográficos bases para así actualizar y elaborar los planos topográficos a las escalas que el proyecto estime conveniente. Los datos geodésicos, sistemas de coordenadas UTM, ubicación de los BM, etc. deberán ser revisados para iniciar los trabajos de campo.

La información Geológica recopilada iniciara en la recopilación de fotografías aéreas y su correspondiente fotointerpretación debe ser parte de la investigación preliminar, e inclusive antes de asistir al campo. Al igual que la fotointerpretación se debe obtener las imágenes satelitales y realizar la correspondiente interpretación de estas. Se debe considerar la magnitud del proyecto para el establecimiento de cualquiera de las dos interpretaciones preliminares de imágenes. La información base topográfica existente deberá ser obtenida de entidades públicas como el IGN, MINISTERIO AGRICULTURA, SAN.

La información Geológica deberá ser recopilada en dos aspectos: La Geología Regional la cual se deberá obtener como base los Cuadrángulos Geológicos publicados por el INGEMMET (según las escalas desarrolladas). La información publicada por esta entidad nos permite conocer los datos de interés como lo son: la litología, fallas geológicas regionales, estructuras como pliegues, y asimismo el periodo geológico al que corresponden los materiales con su correspondiente tipología clasificación y nombre los cuales no deben ser cambiados para ningún proyecto de ingeniería de túneles.

Asimismo se deberá recopilar cualquier otra información topográfica o geológica a cualquier escala que se hallan realizado en la zona de estudio por entidades locales como Municipalidades, Gobiernos Regionales, Comunidades, etc., estas deben ser considerabas dentro de la información existente para la determinación del estudio definitivo.

En cuanto a la Información Geotécnica recopilada esta debe ser de proyectos realizados a niveles definitivos y/o desarrollados, la información debe ser solicitada a la entidad pública o privada que corresponda la autoría para que pueda servir como referencia al estudio a realizar. Las escalas correspondientes serán las que nos indique el estudio revisado. De acuerdo a la información geotécnica obtenida se indica que los resultados de los ensayos de laboratorio (mecánica de rocas o de suelos) o ensayos in situ realizados en la información recopilada no deben ser utilizados en el diseño del estudio a realizar. Solo deberán ser considerados como referencia complementaria.

3.2.1 MARCO GEOLÓGICO.

Para llevar a cabo una correcta recopilación de toda la información existente, se deberá consultar las principales fuentes para la obtención de conclusiones previas sobre la geología del trazo, como son las siguientes:

- ✓ Trabajos geológicos desarrollados en fases de estudios de preinversión y/o anteproyectos.
- ✓ Hojas Geológicas a escalas: 1/200.000, 1/100.000 y 1/50.000, entre otros.
- ✓ Estudios geológicos contenidos en proyectos desarrollados y/o ejecutados en el área de estudio.
- ✓ Bibliografía sobre la geología de la zona publicada por Organismos Oficiales e Instituciones Científicas.

3.2.2 MARCO GEOTÉCNICO

En cuanto al encuadre geotécnico, la información que procede consultar para obtener una primera aproximación de esta faceta de las propiedades del terreno es la siguiente:

- ✓ Trabajos geotécnicos redactados en fases de estudios de preinversión y/o anteproyectos. Planos Geotécnicos a escalas: 1/200.000, 1/100.000, entre otros.
- ✓ Estudios geotécnicos contenidos en proyectos desarrollados y/o ejecutados en el área de estudio,
- ✓ Bibliografía sobre la geotecnia de la zona publicada por Organismos Oficiales e Instituciones Científicas.

3.3 RECONOCIMIENTO DE SUPERFICIE.

Una vez que se hayan realizado los trabajos definidos en el [Numeral 3.2](#) del presente Manual se debe realizar un análisis de toda la información, y, como consecuencia de dicho análisis, planificar meticulosamente el programa de cartografiado y prospecciones de campo.

Este programa debe de ir encaminada a complementar el modelo geológico, sobre todo en aquellos lugares en los que la geología de superficie no permita obtener mayor información del sub suelo; además facilitar la realización de ensayos in situ para caracterizar el macizo rocoso y la obtención de muestras inalteradas para ser ensayadas en laboratorio.

Se realizará un Cartografiado Geológico a nivel de Geología Regional del lugar donde se emplazará el Túnel y las Obras conexas, por lo cual deberá contar con la ayuda de imágenes satelitales, fotografías aéreas, cartas geológicas y cualquier otra información que ayude a complementar los objetivos. Deberá identificar las diversas litologías, estratigrafía, estructuras geológicas, características geomorfológicas, alteraciones litológicas, procesos de Geodinámica Externa e Interna, para así definir en especial las posibles Fallas Geológicas Regionales que puedan afectar a la excavación del túnel.

La información Geológica Regional obtenida será plasmada en un Mapa Geológico Regional respectivo y deberá describir la evidencia geológica a nivel de la vía. Asimismo la información de la Geología Regional deberá indicar la interpretación geomorfológica, estratigráfica, litográfica, geología estructural en el emplazamiento de cada tramo. Estas interpretaciones Geológicas deben estar plasmados en mapas o planos a escala adecuada (1:25 000), sobre los que se identificarán poblados y quebradas principales, sectores inestables, toponimia y demás elementos de utilidad al Estudio. La información descrita deberá estar de acuerdo con la que se considerara en la información geológica al detalle en la Geología Local.

Se deberá identificar y analizar los procesos de Geodinámica Externa que pongan en riesgo la transitabilidad de la vía y en especial de los portales, definiendo la magnitud, geometría y evaluación de las posibles causas del proceso como las consecuencias, si mismo debe identificar los agentes desestabilizantes para ser considerados en el planeamiento de las medidas de mitigación u obras de solución.

Se deberá realizar reconocimientos en la superficie que sean accesible, complementados, si fuera preciso, con zanjas, calicatas, sondeos cortos, o estaciones Geomecánicas, se extenderán a uno y otro lado del trazo en planta del

túnel, hasta una distancia tal que los datos obtenidos puedan servir, en su extrapolación hacia el interior del terreno y/o complementar la información obtenida de los testigos de roca, para un mejor conocimiento del mismo a la cota del túnel, o que correspondan a zonas posiblemente afectadas por la existencia de la obra, o por su construcción.

Si el terreno involucrado es un medio rocoso, se prestará especial atención a la eventual presencia de fallas o discontinuidades importantes, de ámbito regional o local, que pudieran ser cortadas por la perforación del túnel. Se deberá obtener información de las estructuras y las discontinuidades en superficie. Se destacará, asimismo, la presencia de otras anomalías o singularidades estructurales del terreno o medio rocoso, como zonas cársticas, zonas de plegamientos, corrimientos o paleo-deslizamientos, entre otros, que pudieran afectar la alineación del túnel u obra subterránea.

Se destacará, asimismo, la presencia de otras anomalías o singularidades estructurales del terreno o medio rocoso, como zonas cársticas, zonas de plegamientos, corrimientos o paleo-deslizamientos, entre otros, que pudieran afectar la alineación del túnel u obra subterránea.

Los estudios se concentrarán también en las posibles áreas de los portales, con objeto de examinar y conocer con mayor precisión el terreno en tales zonas, notoriamente más débiles bajo el punto de vista geotécnico, y poder fijar mejor el punto de arranque de la obra subterránea.

El flujo del agua en los diferentes aspectos del diseño, construcción y explotación de la obra subterránea, exige un adecuado estudio de las condiciones hidrogeológicas del entorno del túnel. [VER NUMERAL 9.3.](#)

3.3.1 CARTOGRAFÍA DE AFLORAMIENTOS.

La cartografía geológica del área de estudio, nos permitirá la caracterización de la roca en superficie definiendo la litología y asimismo se deben caracterizar las discontinuidades del macizo rocoso determinando las familias principales.

Antes de iniciar los trabajos de cartografía de afloramientos, debe definirse las unidades cartográficas a emplear. En el caso de una obra subterránea, y debido a la escala de trabajo, la unidad que suele emplearse es de carácter litológico o en todo caso litoestratigráfico, siendo de especial interés la realización de una cartografía de afloramientos de las habitualmente empleadas en geotecnia.

En esta cartografía se diferenciarán los materiales del sustrato rocoso, y los materiales de recubrimiento cuaternario. El objetivo es la elaboración de un mapa de afloramientos.

Los principales trabajos a realizar serán los siguientes:

a) Afloramientos

La cartografía a realizar diferenciará claramente, los afloramientos rocosos del sustrato rocoso y los depósitos de recubrimiento superficiales (suelos naturales o antrópicos). Asimismo se debe cartografiar los Procesos de Geodinámica Externa.

El cartografiado de los afloramientos rocosos debe estar representado con la orientación de las estructuras geológicas principales considerando además la estratificación, esquistosidad, fallas, plegamientos, etc. Asimismo las propiedades físicas mecánicas obtenidas en el campo como lo son la resistencia, grado de

meteorización, etc. Se deberá utilizar la simbología cartográfica internacional considerando los símbolos y colores establecidos para estos tipos de trabajo, así como también se debe utilizar los símbolos geológicos para las unidades litoestratigráficas considerados en la información revisada de los Cuadrángulos Geológicos del INGEMMET. Por ningún motivo se debe utilizar otros símbolos u otros criterios de calificación que no estén establecidos en el Perú.

El cartografiado de los suelos o de cualquier otro recubrimiento superficial a los afloramientos rocosos se deberá realizar considerando una simbología de acuerdo a su formación o mecanismo de transporte y considerando principalmente la simbología utilizada en el cuadrángulo respectivo. Se debe definir el tipo de suelo o suelos, espesores y la morfología superficial que lo caracteriza.

Durante estos trabajos se realizará un detallado inventario de puntos de agua tales como afloramientos, fuentes, etc., evaluando las características hidrogeológicas del terreno y datos que puedan aportar información acerca de la posición del agua en el terreno y su movilidad.

En las formaciones del substrato rocoso se evaluarán los siguientes aspectos:

- ✓ Litología
- ✓ Alteración del macizo rocoso
- ✓ Clasificación geomecánicas (RMR y Q).
- ✓ Resistencia del macizo rocoso (escala ISRM).
- ✓ Grado de meteorización y su espesor (escala ISRM).

En las formaciones cuaternarias se evaluarán los siguientes aspectos:

- ✓ Morfología.
- ✓ Tipo de suelo
- ✓ Espesor de los depósitos.

b) Tectónica y estructura

Además de los datos acerca de los materiales existentes, la cartografía incluirá los datos necesarios para definir la estructura del macizo rocoso, tanto en lo que se refiere a la estratificación y/o esquistosidad de los terrenos, como también al resto de discontinuidades estructurales existentes en el macizo rocoso.

3.3.2 ESTACIONES GEOMECÁNICAS.

Directamente relacionada con los trabajos de cartografía geológica está la ejecución de estaciones geomecánicas en lugares previamente seleccionados.

Para establecer una caracterización de estas discontinuidades se deberán establecer parámetros que determinan las características de cada familia de discontinuidades observadas y para este fin se deberán realizar estaciones Geomecánicas en lugares previamente seleccionados.

Los trabajos básicos a realizar en una estación Geomecánicas son:

- ✓ Definición de litotipos.
- ✓ Clasificación geomecánica.
- ✓ Levantamiento de la fracturación.
- ✓ Evaluación del estado tensional.

A continuación se matizan algunos de los aspectos más relevantes:

a) Zonificación Geomecánica por litotipos

Se definirán los diferentes litotipos de características litológicas similares que existan en el área de estudio, estableciendo zonas Geomecánicas y asimismo en cada uno de estos litotipos se deben efectuar ensayos de carga puntual, para estimar su resistencia a compresión simple. En cada uno de los litotipos y de acuerdo al porcentaje de acuerdo a la longitud del proyecto se deberán establecer uno, dos o tres estaciones Geomecánicas.

De cada uno de estos litotipos se deben efectuar ensayos de carga puntual, para estimar su resistencia a compresión simple.

b) Clasificación mecánica del macizo rocoso

Con objeto de valorar la calidad geotécnica del macizo rocoso, se procederá a su clasificación. Para ello se empleará la clasificación de Bieniawski (Índice RMR - Rock Mass Ratio), la clasificación de Barton (Índice Q), u otros métodos.

A partir de una cantidad considerable de muestras, es factible establecer una correlación entre ambos valores para el tipo de terreno en estudio, independiente de las varias fórmulas existentes que están elaboradas para rocas de procedencia muy diversa, y ajustarla al entorno en estudio.

c) Estudio de las discontinuidades

El estudio de la fracturación del macizo rocoso se efectuará como parte integrante de la cartografía geológico-geotécnica.

El levantamiento de discontinuidades se efectuará siguiendo las directrices y recomendaciones de la ISRM (Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas), AFTES (Asociación Francesa de Túneles y Espacios Subterráneos) u otros. De cada plano de discontinuidad que se identifique se obtendrán los siguientes parámetros:

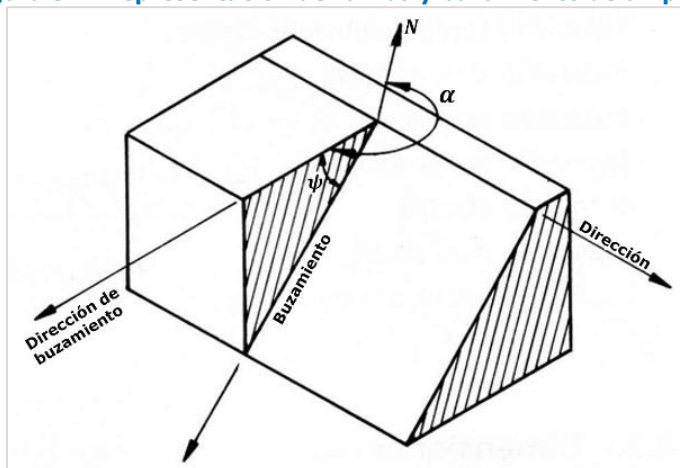
- Tipo de plano.
- Orientación (dirección y ángulo de buzamiento).
- Espaciado.
- Continuidad (según rumbo y buzamiento).
- Rugosidad (JRC = coeficiente de rugosidad de la junta).
- Resistencia a compresión simple de los planos de discontinuidad (JCS).
- Relleno.
- Presencia de agua.

Una vez establecidas las principales familias de diaclasas, se obtendrán estereogramas o diagramas de rosetas de las mismas y se efectuará un estudio de correlación de estas discontinuidades con la fracturación regional.

Asimismo se podrá realizar un estudio de la fracturación contemplando los siguientes aspectos:

- Levantamiento de discontinuidades estructurales.
- Correlación diaclasas-fracturación regional.
- Análisis de microestructuras para la estimación del estado tensional.

Figura 3.1 Representación de rumbo y buzamiento de un plano



d) Evaluación de las tensiones naturales

Durante los trabajos de obtención de datos de campo se llevará a cabo el análisis de las microestructuras que pudieran servir para la estimación de las tensiones naturales. En este orden de ideas se prestará especial atención a las fracturas rellenas de tipo distensivo, fracturas subhorizontales y, en general, a cualquier tipo de elemento estructural lineal o planar que pudiera indicar criterios cinemáticos y tensionales (reorientación de minerales, foliaciones, diaclasas grietas escalonadas, ganchos asociados en zonas de cizalla, etc.).

Se intentará hacer una estimación aproximada del elipsoide de esfuerzos, o bien de la orientación de la tensión horizontal máxima y mínima, en tantos puntos como sea posible, para tratar de evaluar el estado tensional local asociado a los dominios estructurales existentes.

Es necesario conocer la historia geológica de la zona, sobre todo en lo que respecta a la existencia de posibles tensiones residuales en el macizo rocoso, a actividad tectónica reciente y a eventuales cargas de preconsolidación sufridas por los materiales menos competentes.

3.3.3 HIDROGEOLOGÍA.

El objetivo del estudio hidrogeológico es determinar la presencia de acuíferos que puedan afectar la excavación. Esto incluye conocer:

- ✓ Número y extensión de los acuíferos.
- ✓ Conductividad hidráulica de las formaciones.
- ✓ Isopiezas o hidroisoiczas
- ✓ Accidentes hidrogeológicos singulares (barreras impermeables, huecos de disolución, etc.).

Para ello, el estudio hidrogeológico a realizar deberá abordar los siguientes puntos:

- ✓ Balance hídrico de la zona de influencia.
- ✓ Localización de los niveles freáticos, artesianos y piezométricos, así como su variabilidad y su carga a lo largo del túnel.
- ✓ Delimitación de acuíferos y sus fuentes de alimentación o recarga.

- ✓ Existencia o no de aguas químicamente agresivas para la infraestructura (concreto, acero, etc.).
- ✓ Localización de los límites de la red del flujo subterráneo.
- ✓ Estimación en los diferentes terrenos de la permeabilidad, transmisividad, capacidad de almacenamiento, etc.
- ✓ Se realizarán ensayos de Lugeon o Lefranc en los sondeos de reconocimiento.
- ✓ Estimación en los diferentes terrenos de la permeabilidad, transmisividad, capacidad de almacenamiento, etc. A este respecto se realizarán ensayos de permeabilidad tipo Lugeón (rocas) o Lefranc (suelos) en los sondeos de reconocimiento.
- ✓ Obtención de datos (especialmente caudales y presiones de afluentes) para el proyecto de medidas de drenaje e impermeabilización y su adecuada previsión al avance de las operaciones constructivas.
- ✓ Prevención de problemas de afección a acuíferos (agotamiento de pozos, etc.).
- ✓ Localización de zonas karstificadas o con fenómenos de disolución o erosión interna.
- ✓ Localización de aportes puntuales de agua.

3.3.4 CALICATAS.

Las calicatas permiten la exploración directa del suelo a investigar, se excavan habitualmente en forma manual y/o mecanizada, debido a lo cual la profundidad deberá alcanzar el nivel de la rasante del túnel proyectado. Para la realización de calicatas es necesario que el terreno se mantenga estable para lo cual se deberá considerar las normas establecidas de seguridad, en caso de encontrar en situaciones de riesgo se suspenderá los trabajos de excavación.

La presentación de resultados de las calicatas debe incluir:

- ✓ Plano en planta con la localización exacta de la calicata.
- ✓ Presentar un cuadro detallado de las calicatas con coordenadas UTM, progresivas e indicando la profundidad.
- ✓ Una descripción de las características del terreno encontrado.
- ✓ Croquis acotados, de las paredes laterales y del fondo, indicando cualquier cambio de estrato, discontinuidad y otros datos de interés.
- ✓ Fotografías que muestren todo lo anterior.

Las calicatas permiten también la toma de muestras alteradas e inalteradas de los propios materiales sacados en forma manual y/o mecanizada la toma de muestras deberá seguir los procedimientos establecidos en el Manual de Ensayo de Materiales del MTC. Así mismo podrán efectuarse los ensayos in-situ

Las calicatas en todos los casos serán rellenadas de nuevo y dependiendo del lugar en que se realicen, pueden precisar una compactación cuidadosa.

3.4 INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA DEL SUBSUELO.

3.4.1 TÉCNICAS GEOFÍSICAS.

Las técnicas geofísicas se aplican habitualmente para el estudio de puntos singulares. Debe considerarse que los trabajos de ingeniería de una obra subterránea re-quieren determinaciones razonables en la precisión de la medida de espesores estratigráficos de los diferentes suelos y rocas, posición del nivel freático, localización de fallas y/o contactos litológicos, etc.

Los métodos geofísicos normalmente no proporcionan datos precisos en sus determinaciones como consecuencia de ser métodos interpretativos que se basan en la medida de contrastes entre diversos parámetros físicos y elásticos, tratándose por tanto de medidas indirectas. Por ello, deben complementarse adecuadamente con sondeos u otras medidas directas que actuarán como puntos de control. Sin embargo, esas técnicas se revelan muy valiosas para extender y extrapolar cualquiera de esas informaciones a lo largo del área de estudio.

Cualquier método o aplicación requerirá de modelos interpretativo, por tanto existe más de un posible modelo conceptual, y así mismo se tendrán diversas soluciones. Escoger el modelo adecuado basándose en el análisis e interpretación del especialista en geofísica servirá de base para la utilización de modelos geológicos lo cual garantizarán el éxito y la calidad del programa de exploración. Los resultados obtenidos de la investigación geofísica servirán de base para la utilización de modelos geológicos lo cual garantizarán el éxito y la calidad del programa de exploración.

La investigación geofísica no se debe desarrollar de manera paralela con las exploraciones directas mediante sondeos (diamantina)

Los métodos más empleados en la investigación geológico-geotécnica de una obra subterránea son los siguientes:

3.4.1.1 Métodos sísmicos

Los métodos sísmicos se basan en el estudio y medición de la propagación de una onda sonora a través del medio rocoso.

a) Sísmica de refracción:

El principio de Refracción Sísmica se basa en la propagación de ondas sísmicas, básicamente las ondas Primarias (P), originadas mediante esfuerzos que generan deformaciones del terreno a partir de una fuente en superficie (PUNTO DE TIRO). Dicho fenómeno de deformación de la corteza genera frentes de onda que viajan por el subsuelo. Estos frentes de onda o simplemente ondas sísmicas, al encontrar interfaces entre dos medios con propiedades elásticas diferentes, provocan que parte de su energía continúe penetrando a mayor profundidad y otra parte viaje por la interfaz y regresa a la superficie donde es registrada por los geófonos.

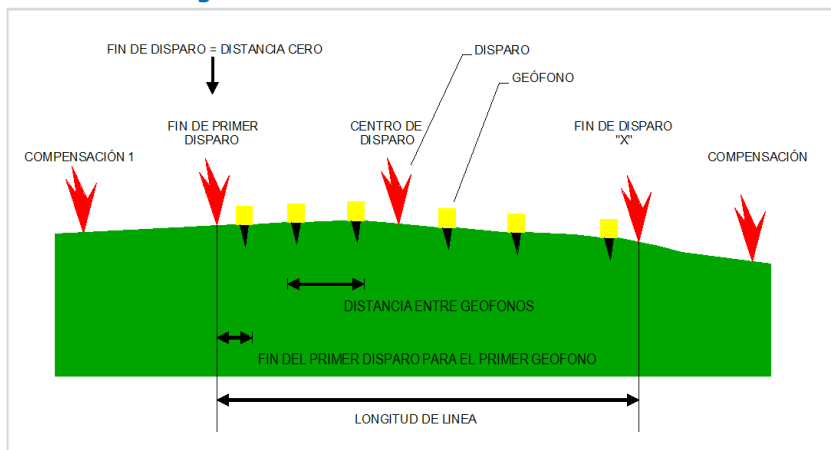
Se trata de una técnica poco costosa y muy apreciada para la detección de espesores de suelo, manto de alteración, y a veces en materiales poco competentes ($V_p < 1.50$ m/s) para la detección del nivel freático.

La propagación de la energía sísmica a través del terreno sigue las mismas reglas que gobiernan la propagación de los rayos de luz a través de un medio transparente. La ley fundamental que describe el fenómeno de la refracción de los rayos de luz es la ley de Snell, y ésta, junto con el fenómeno de incidencia crítica, constituye el fundamento físico de la sísmica de refracción.

Una vez establecido los objetivos de la exploración sísmica y seleccionada el sitio para la práctica de la línea sísmica, se fijan los intervalos de medida de los geófonos entre geófonos, con la finalidad de registrar con mayor precisión el tiempo de arribo en cada geófono de la onda sísmica, Ver Figura 3.3 Seguidamente se forman las gráficas tiempo/distancia, conocidas como "Curvas Domocrónicas" en las que el inverso de la pendiente "m cualquiera" de cada una de las rectas representa la velocidad del estrato. El cálculo de los espesores de cada estrato se determina de

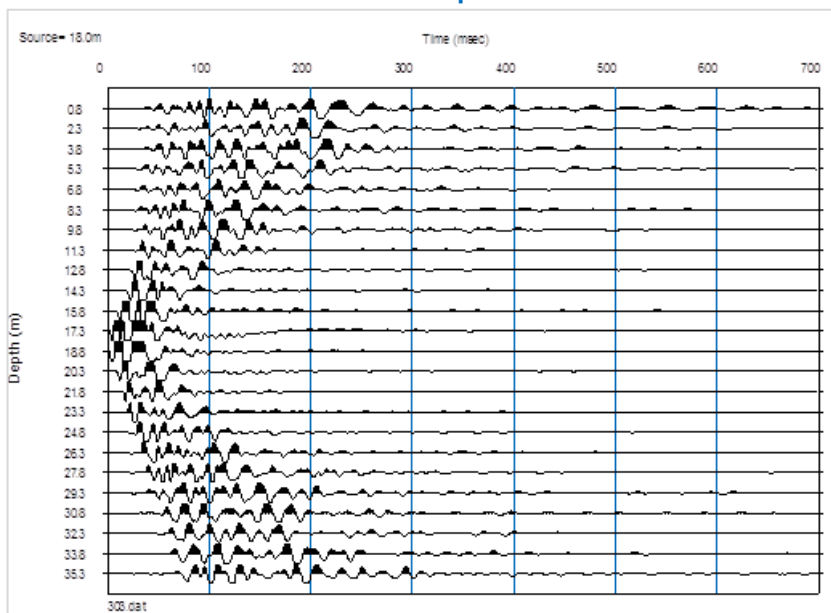
manera analítica. El éxito de la aplicación del método de refracción sísmica depende de la calidad de las ondas generadas.

Figura 3.2 Tendido sísmico característico



Por otro lado los arribos de las ondas producen vibraciones que son registrados en cada uno de los geófonos y estos son amplificadas por el sismógrafo y visualizados en la pantalla de una laptop. El Esquema nos muestra un sismograma o vibración del terreno mediante la excitación artificial en cada geófono.

Figura 3.3 Sismograma de un tendido sísmico, disparo a 3 m usando 24 canales de adquisición.



Por ello, este método posee dos limitaciones. Por una parte debe cumplirse que exista un incremento en profundidad de velocidad de transmisión del medio rocoso, y por otra parte la profundidad de prospección es muy limitada, siendo ésta de

unos 20.00 m como regla general. Por esta razón, este método suele estar restringido a las zonas del portal o puntos de poca cobertura.

Una vez que se ha obtenido la dromocrónica, para cada dispositivo de medida, se definen de forma clara y precisa las velocidades de propagación de las ondas P sobre el terreno, permitiendo caracterizar los materiales en cuanto al grado de meteorización y/o alteración, además de permitir definir otros elementos de relevancia.

Desde el punto de vista de caracterización, el conocimiento de las velocidades V_p de transmisión de la onda compresional a través del macizo rocoso constituye una de las medidas más empleadas para valorar la Ripabilidad de una formación.

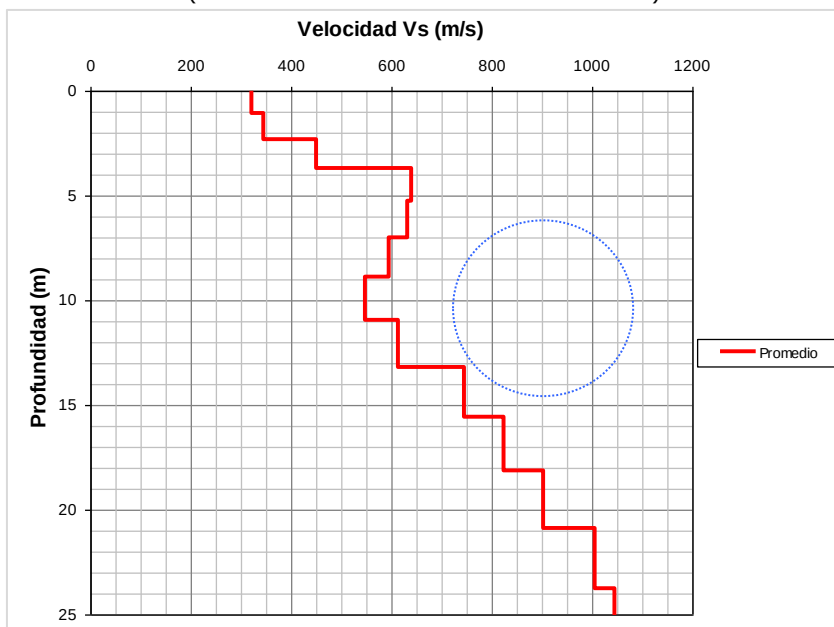
Si además de medir la onda compresional V_p se calcula la onda de cizalla V_s , y con ambas será posible conocer los módulos dinámicos de deformación de los estratos evaluados sea roca o suelo.

b) Sondajes MASW:

Los sondajes MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal consisten en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil unidimensional de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea.

Figura 3.4 Perfil de velocidades de ondas “S” método MASW. Se puede observar un estrato de baja velocidad entre dos estratos con mayores velocidades. Esta característica no puede ser determinada mediante los ensayos de refracción sísmica

(Modelo Unidimensional de Ondas de Corte)

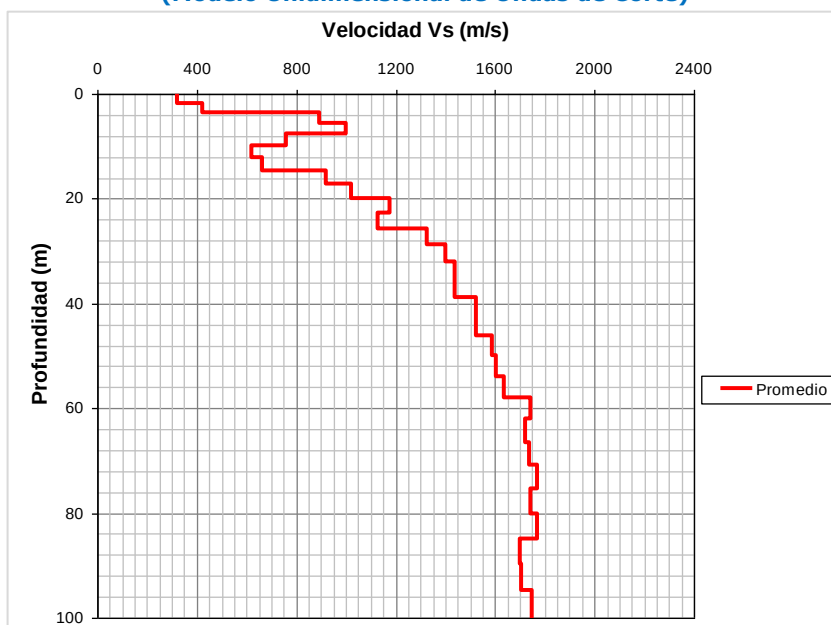


c) Sondajes MAM:

Por su parte, los sondajes MAM o Análisis de Microtrepidaciones en Arreglo Multicanal, consiste en monitorear vibraciones ambientales en arreglos predeterminados y mediante el análisis de dispersión de éstas, determinar el perfil de velocidades de ondas S. La combinación de los métodos MASW y MAM, permiten obtener perfiles de ondas S hasta profundidades promedios de 30.00 m a 100.00 m.

En ambos métodos, la interpretación de los registros consiste en obtener de ellos una curva de dispersión (un trazado de la velocidad de fase de las ondas superficiales versus la frecuencia), filtrándose solamente las ondas superficiales ya que la velocidad de fase se aproxima en un 90% a 95% del valor de V_s , y luego mediante un cálculo inverso iterativo (método de inversión) se obtiene el perfil V_s desde la curva de dispersión calculada para cada punto de estudio.

**Figura 3.5 Perfil de velocidades de ondas "S" método MAM.
(Modelo Unidimensional de Ondas de Corte)**



Esta técnica se ha venido utilizando con bastante frecuencia en la exploración geotécnica, obteniéndose buenas correlaciones con los perfiles estratigráficos del suelo en los casos donde se han realizados perforaciones diamantinas, así como con los resultados de los ensayos SPT, por lo que tiene una buena confiabilidad y constituye una alternativa muy económica para la evaluación de los parámetros elásticos del suelo de fundación.

b) Sísmica de reflexión

Mediante ésta técnica es posible obtener información de zonas profundas con un equipo similar al empleado en sísmica de refracción, pero modificando el modo de adquisición y las frecuencias de trabajo.

Para generar un tren de ondas de energía suficiente, se suelen emplear explosivos, aunque, mediante un sistema de toma de datos con múltiples puntos de tiro por perfil y múltiples "stacks" por cada punto de tiro, es posible obtener una sección sísmica de alta resolución mediante el empleo de mazo o martillo.

Inicialmente se realizan las pruebas para seleccionar el dispositivo más idóneo para la zona en la que se realizará la toma de datos, seleccionando tanto el dispositivo físico (Puntos de tiro, distancia entre trazas, grado de cobertura, rango frecuencial de los geófonos, etc.) como los parámetros de adquisición (Tiempo de registro, intervalo de muestreo, filtros, etc.). Una vez adoptado el dispositivo de medida con la configuración más idónea, comienza la fase de adquisición de datos, que consiste en realizar los puntos de tiro pertenecientes a cada situación o implante de los geófonos (sismómetros) receptores. Este proceso se repite desde el inicio hasta el final del perfil.

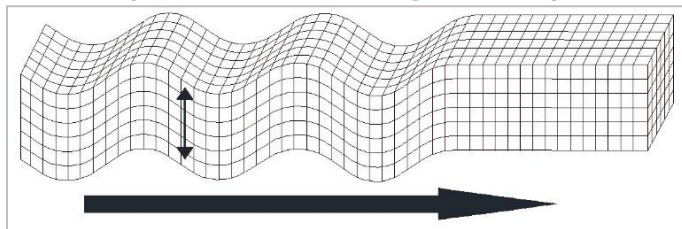
A continuación comienza el procesamiento de los datos adquiridos, primero, con la explotación de la refracción y realizando las correcciones estáticas, y posteriormente el procesamiento propiamente dicho de la reflexión mediante el software apropiado.

Una vez obtenida la sección stack, se le aplican todos los procesos que mejoran los registros y permiten obtener la sección final, sección migrada, sobre la que se realiza la interpretación definitiva.

Sobre esta sección migrada, y con las velocidades de capa aplicadas, se obtiene una sección en profundidad de los distintos reflectores y accidentes interpretados. Para que el paso de sección tiempo (migrada) a profundidad sea lo más correcto posible, es necesario que conozca de la forma más precisa la velocidad de los distintos materiales sobre los que se realiza el perfil sísmico, por lo que es fundamental realizar una medida de dicho parámetro en sondeo mediante la técnica apropiada (Downhole, Crosshole, Sónico de Onda Completa, etc.). Una velocidad de capa errónea redundará en una transformación tiempo-profundidad que no se corresponde con la realidad.

La sísmica de reflexión es un método, a priori, desarrollado para terrenos sedimentarios, que presente buzamientos suaves, inferiores a 40° , y con contraste suficiente de impedancia acústica (velocidad por densidad) entre distintas formaciones. Por tanto, su aplicación fuera de este contexto debe ser realizada con las debidas precauciones.

Figura 3.6 Representación ondas longitudinales y transversales



3.4.1.2 Métodos Eléctricos.

Existen numerosos dispositivos geofísicos que se basan en la medición de la variación lateral (calicatero) o vertical (sondeo) de la resistividad del terreno.

Para ello se introduce una corriente continua de intensidad conocida y se registra en unos electrodos impolarizables, la diferencia de potencial que resulta al atravesar el terreno. Conocidos la intensidad y el potencial, se obtiene la resistividad para ese dispositivo.

La mayor parte de los materiales rocosos o suelos no son conductivos, de manera que la corriente eléctrica solamente se transmite a través del agua intersticial existente. Por tanto la resistividad del terreno estará directamente relacionada con la porosidad primaria y/ o el grado de fracturación de una roca, la salinidad del agua intersticial, y en menor medida de la temperatura del terreno y de su contenido en minerales arcillosos.

Todos estos factores se ven afectados por la existencia de zonas de falla y/o fractura, por lo que los métodos eléctricos proporcionan un sistema muy adecuado para, mediante un dispositivo de calicateo, detectar la presencia de fallas.

Si se realiza un dispositivo de sondeo (SEV) es posible conocer la presencia del nivel freático y, con ciertas limitaciones e idealizaciones, la existencia de capas horizontales de contraste. Para ello se adopta un dispositivo tipo Wenner o Schlumberger AMNB, en el que AB son electrodos de intensidad y MN de potencial, y se va abriendo sucesivamente el dispositivo.

Si se adopta un dispositivo AB-MN, es decir dipolo-dipolo, en lugar del AMNB anterior, y se desplaza este a lo largo de un perfil, se obtiene un corte en 2D.

Estas medidas de potencial pueden ser objeto de una inversión matemática para obtener una pseudo-sección 2D de resistividades. Este método es conocido como tomografía eléctrica. Para su aplicación es necesario emplear un equipo multielectrodo capaz de realizar miles de puntos de medida en un corto periodo de tiempo, permitiendo obtener información del área en estudio rápidamente.

Tabla 3.1 Valores medios de resistividad

Material	Resistividad (Ohm m).
Arena	50– 150
Areniscas	50- 50,00
Basalto	3,000 – 5,000
Caliza	300 – 5,000
Conglomerado	10 – 10,000
Granito	1,000 – 10,000
Margas	50 – 5,000

3.4.1.3 Métodos Electromagnéticos.

Estos métodos son normalmente complementarios de los métodos eléctricos, que se basan en los cambios que el terreno induce sobre un campo magnético primario emitido.

Para ello se emplean sistemas de bobinas emisora y receptora, de manera que la conductividad aparente del terreno (inversa de la resistividad) es proporcional a la intensidad relativa de los campos primario emitido y secundario (medio).

Las aplicaciones de estos métodos son similares a la de los métodos eléctricos, según se realicen calicatas o sondeos electromagnéticos. Estos métodos deben restringirse a configuraciones geológicas relativamente sencillas, pudiendo, en función de estas, operar en el dominio de tiempos o frecuencias.

En geotecnia los más empleados son el VLF (Very Low Frequency) y los sondeos o calicatas electromagnéticos en el dominio de la frecuencia para la detección de freáticos o fracturas.

3.4.1.4 Georadar.

Recientemente se está desarrollando el sistema conocido como Ground Probe Radar (GPR) o Georadar, que se basa en Radar (GPR) o Georadar, que se basa en la obtención de perfiles de reflexión de ondas electromagnéticas.

Se pueden emplear antenas de distintas frecuencias pero hay que tener en cuenta que, como en cualquier método de frecuencia, cuanto mayor sea esta, mayor será la resolución pero menor será la penetración.

Su empleo en prospección para túneles es muy restringido.

3.4.1.5 Diagrfías Geofísicas.

Una de las técnicas geofísicas de más utilidad para medir determinadas propiedades físicas de las formaciones geológicas atravesadas por sondeos es la testificación geofísica.

La principal diferencia respecto a las técnicas empleadas en superficie radica en que, en este caso receptor y emisor (a veces solo receptor) se sitúan en una sonda que, mediante un cable de acero es desplazada, en general en sentido ascendente, a lo largo de un sondeo previamente perforado. Como resultado se obtiene lo que se denomina "log" o "diagrafía".

Las propiedades físicas medidas en sondeo son prácticamente las mismas que las utilizadas en superficie, como el potencial espontáneo, resistividad eléctrica, radiactividad natural, velocidad de las sondas mecánicas, densidad, susceptibilidad magnética, etc.

Dependiendo de la litología existente en la zona de estudio es posible emplear una sonda que defina claramente alternancias litológicas, presencia de niveles guía, variaciones en la calidad de la roca, aportes de agua, zonas de fractura, datos estructurales, hidrogeología, etc., obteniéndose una idea clara y precisa de la estructura geológica existente en el área de estudio y en muchos casos de los parámetros geotécnicos del terreno.

Existen multitud de sondas diferentes dependiendo del fabricante y del principio físico en el que se basan las medidas realizadas.

Analizando los datos aportados por cada una de ellas es posible conocer y definir de forma clara y precisa parámetros del macizo rocoso, tales como su estado de alteración, presencia de fallas, propiedades eléctricas, módulos dinámicos de deformación, información estructural, flujo de agua en los sondeos, etc.; todo ello junto con otros datos geofísicos, la testificación de los sondeos y la cartografía geológica, permite definir la estructura y el modelo geológico de un emplazamiento.

Una de las sondas más empleadas en geotecnia es el sónico de onda completa ya que, mediante esta diagrfía, además de poder realizar una interpretación cualitativa de las zonas de falla y/o fractura; es posible estimar, a través de la medición de las velocidades V_p y V_s , los módulos dinámicos de deformación del macizo rocoso.

Otras sondas utilizadas que han permitido completar la información referente al estado del macizo rocoso comprendido entre los sondeos utilizados han sido el Calibre, Gamma natural (GR), Potencial espontáneo (SP), Resistividad, Conductividad y temperatura del fluido, Flowmeter, etc.

3.4.1.6 Borehole Televiewer.

Borehole Televiewer consiste en un sensor giratorio que emite pulsos de ultrasonidos o visuales. Los sistemas basados en ultrasonidos han demostrado ser más eficaces por presentar una mejor definición. Estos sistemas recogen la amplitud y tiempo de las señales reflejadas en las paredes del sondeo.

La amplitud de estas señales depende de características del terreno mientras que el tiempo depende, exclusivamente, de la geometría del sondeo. Este sistema permite:

- ✓ Obtener el calibre del sondeo.
- ✓ Complementar o sustituir la testificación geotécnica en sondeos destructivos.
- ✓ Orientar y determinar fracturas, discontinuidades y planos de estratificación.
- ✓ Caracterización litológica.
- ✓ Análisis de ovalización de sondeos.

3.4.2 SONDEOS.

Antes de planificar el programa de sondeos geológicos, debe realizarse el estudio geológico de superficie.

3.4.2.1 Macizos Rocosos

Las Investigaciones Geológicas Geotécnicas directas para investigar la zona de Estudio que deban realizarse mediante sondeos rotatorios con recuperación continua de testigos deberán cumplir con un programa de trabajo que logre los objetivos buscados en el estudio.

El Método de recuperación de testigos deberá ser con doble tubo para roca y triple tubo para suelos, asimismo las condiciones técnicas mínimas de los equipos y procedimientos deberán cumplir con las siguientes condiciones:

- Máquina perforadora : Perforadora con capacidad de perforación, de acuerdo a la magnitud del proyecto.
- Bomba de Agua : Con capacidad de bombear por lo menos 250.00 litros por minuto.
- Agua de Perforación : Agua limpia sin contenido de finos y sólidos.
- Lodos de Perforación : Ninguno

Se deberán tomar fotografías a las muestras obtenidas para lo cual se deberá fotografiar estas dentro de las cajas porta testigos obtenidas en cada pozo de perforación. Las Cajas de muestras deberán ser rotuladas en la contratapa, en la parte frontal y en la parte lateral.

Estas perforaciones servirán para:

- ✓ Determinar la estratigrafía, de detalle cada 1.50 m.
- ✓ Obtener muestras inalteradas (mediante tubo muestreador para suelos) y de rocas, las muestras nos servirán para la ejecución de ensayos especiales de laboratorio, consistentes en:
 - Corte Directo en suelos o en rocas (en Discontinuidades).

- Triaxial en suelos o en rocas
- Peso Unitario efectivo de cada estrato

Todos los trabajos de perforaciones diamantinas deberán seguir un procedimiento técnico de trabajo que deberá cumplir con realizar un control geológico geotécnico considerando los siguientes términos:

- ✓ Control de velocidad de perforación.
- ✓ Control de presión de perforación.
- ✓ Control de los niveles de agua después de cada turno de trabajo (NF).
- ✓ Control de la recuperación de agua de perforación.
- ✓ Control de las maniobras de obtención de la muestra.
- ✓ Control del tipo de Brocas utilizadas en cada tramo perforado.
- ✓ Control geológico geotécnico de los testigos de rocas, especialmente de las discontinuidades indicando todas sus propiedades y mediciones al cm.
- ✓ Control de las tomas de muestras, sean en suelos o en rocas.
- ✓ Control de la cantidad de cajas de muestras.
- ✓ Control del RQD (en rocas) y el % de recuperación de muestra (en suelos y en rocas).
- ✓ Control del avance por corridas.

En los casos en que el tramo perforado se encuentre fracturado a muy fracturado o estar presentes en una zona de falla, en donde el material rocoso a perforar es poco consistente entonces se deberán realizar maniobras con el mismo criterio para la perforación en suelos.

Se deberá llevar estos controles mediante la elaboración de registros geológicos geotécnicos por cada hueco perforado en el cual se graficarán: Profundidad de perforación, velocidad de avance de la perforación, toma de muestras, niveles de agua, numero de corrida, distancia de la corrida, numero de caja de muestra, simbología de la muestra, descripción de la litología, % de recuperación de muestra, % del RQD, propiedades de las discontinuidades, ensayos realizados. Se debe establecer algunos registros tipos de perforación, para que sean evaluados y aceptados de acuerdo al objetivo de la investigación mediante trabajos de sondeos diamantinos.

Se deberán obtener muestras de testigos de suelos o de roca, estos serán obtenidos de las perforaciones realizadas, en la muestra se debe señalar la dirección de la perforación así como el número de muestra y su profundidad, deberán ser de por lo menos 20 cm de largo.

En trabajos muy específicos puede ser necesaria la toma de muestras orientadas. Para ello pueden emplearse sistemas de orientación relativa, o bien absoluta.

Resulta muy difícil precisar a priori el número exacto de sondeos necesarios para obtener el grado de definición exigido. Es evidente que cuanto mayor sea el número y longitud de sondeos perforados, menor serán las incertidumbres geológicas y el riesgo geotécnico y, consecuentemente, resultará más sencillo evitar desviaciones presupuestarias importantes durante la obra.

Se debe realizar por lo menos un sondeo por portal de la excavación, este sondeo debe estar orientado siguiendo en eje del túnel en proyecto. La longitud de perforación debe abarcar la mayor posibilidad de metros de acuerdo a la orientación del eje. Por lo tanto el número restante de sondeos estará en función de la

geología, de la dificultad de la obra, características de ésta, existencia de pozos de ventilación o rampas de acceso, etc.

Para tomar esta decisión, sin duda, el contexto geológico y la falta de información en las cuales la cartografía geológica no ha sido capaz de definir, serán los elementos que deben marcar el número de sondeos complementarios a perforar. Resulta más interesante situar los sondeos basándose en criterios geológicos tales como reconocimiento de zonas de falla, cabalgamientos, charnelas de pliegues, zonas karstificadas, etc., que reducir este criterio a una mera equidistancia entre puntos de sondeo.

La longitud acumulada de sondajes diamantinos debe superar el 30% de la longitud del túnel, sin embargo pueden realizarse sondeos complementarios, en función a las características del terreno y necesidades del proyecto.

En los túneles urbanos debe realizarse un mayor esfuerzo prospectivo debido a la existencia de edificaciones y, normalmente, de rellenos antrópicos y otras circunstancias que deben ser adecuadamente reconocidas.

Se deberán realizar asimismo sondeos con testigos orientados, este método de perforación rotativa con testigos orientados nos establece la orientación de las discontinuidades geológicas y a su vez podemos correlacionar estas estructuras del subsuelo con las encontradas en el cartografiado de superficie y así mismo establecer mejor la interpretación.

3.4.2.2 Suelos.

Al igual que los trabajos para la realización de sondeos en la investigación geológica geotecnia del subsuelo en las rocas el procedimiento que consiste en realizar una perforación rotativa con recuperación continúa de testigo.

En el sondeo de suelos debe emplearse como tubo muestreador el tubo saca testigo triple para así obtener el mayor porcentaje de recuperación de muestra. De esta forma el testigo tiene poco contacto con el fluido empleado para la perforación y no se ve alterado.

Es muy importante que los sondeos, que intercepten la traza del futuro túnel, sean rellenos una vez que ya no son necesarios y antes de la excavación para no permitir el movimiento de aire o agua a través de ellos. Para ello se puede emplear una lechada de cemento-bentonita.

Mediante los sondeos se obtienen muestras del suelo de dos tipos: alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas se obtienen a partir de trozos de testigo, que en tramos seleccionados se parafrina para conservar, en lo posible, su humedad natural o de muestras del ensayo SPT. Como en el caso de muestras alteradas obtenidas en calicatas, se tienen en cuenta las mismas consideraciones.

Las muestras inalteradas se extraen empleando saca muestras introducidos en el suelo a presión o por percusión. Los más comunes son los saca muestras de pared gruesa Denison y el saca muestras de pared delgada o Shelby.

El saca muestra de pared gruesa es el más empleado, y tiene la ventaja de que puede atravesar suelos que, aun siendo arcillosos, contengan algunos elementos gruesos. Por el contrario, presentan el inconveniente de que si las arcillas son muy blandas, alteran excesivamente la muestra. En este último caso se emplea la saca muestras de pared delgada tipo Shelby, el cual recupera las muestras con una

buena calidad. Se introduce en el suelo por percusión y la muestra se conserva en el propio tubo, que se envía al laboratorio.

Los trozos de testigo continuo y las muestras de todo tipo se colocan en cajas de madera, material plástico o cartón parafinado para su conservación y transporte al laboratorio.

En la caja se anotan las profundidades correspondientes a cada tramo. Cuando el testigo está colocado en las cajas, estas se deben fotografiar in-situ, antes de su transporte. Los resultados obtenidos en el sondeo se han de representar en un parte de sondeo.

Los sondeos deberán ser complementadas con ensayos In Situ como ensayos de SPT o CPT cada 1.5m especialmente en el caso de encontrar suelos finos cohesivos, así como se debe realizar la respectiva toma de muestra utilizando las herramientas adecuadas para este fin.

Solamente se realizaran ensayos y tomas de muestras en ciertos tipos de suelos que podrían generar inestabilidad o disminución de la capacidad portante de la estructura.

- Corte Directo en suelos arenosos, ó remoldeado en gravas.
- Triaxial CU para la resistencia no drenada de las arcillas
- Consolidación Unidimensional en arcillas
- Expansión libre y/o controlada en arcillas
- Peso Unitario efectivo de cada estrato

En el caso de las perforaciones que van a perforar suelos entonces se deberá establecer un registro de logueo adecuado para los suelos donde se establezca los siguientes datos: Profundidad de perforación, nivel de agua, % de recuperación de agua de perforación, numero de corrida, distancia de corrida, simbología, descripción litológica, % recuperación de muestra, tamaño de fragmentos, angulosidad de fragmentos, alteración de fragmentos, % de los fragmentos recuperados durante cada maniobra o corrida. Además se deberá realizar un registro de control de la perforación donde indique todos los procedimientos utilizados durante la maniobra de obtención de las muestras.

Figura 3.7 Caja fotografiada y con muestra parafinada para posterior ensayo en laboratorio



3.5 ENSAYOS IN-SITU.

3.5.1 SUELOS.

3.5.1.1 Ensayo de penetración estándar (SPT).

Es el ensayo más empleado en la realización de sondeos, y se lleva a cabo en el fondo de la perforación. Consiste en medir el número de golpes necesario para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que le permite tomar una muestra en su interior, naturalmente alterada. El peso de la maza y la altura de la caída libre, están normalizados, siendo de 63'5 kilopondios (kilogramo fuerza) y 76 centímetros respectivamente. Se deben realizar cuando los suelos son cohesivos o finos.

Figura 3.8 Cuchara ensayo spt



Procedimientos del Ensayo de Penetración Estándar. Cuando en la perforación del sondeo se alcanza la profundidad donde se efectuará la prueba, sin avanzar la entubación y viendo limpio el fondo del sondeo, se desciende el tomamuestras **SPT** unido al varillaje hasta apoyar en el fondo con suavidad. Luego se eleva repetidamente la maza con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera colocada en la zona superior del varillaje.

Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros ($N_0 - 15$).

Seguidamente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hincada en cada intervalo de 15 centímetros de penetración ($N_{15 - 30}$ y $N_{30 - 45}$).

El resultado del ensayo es el golpeo **SPT** o **Resistencia a la Penetración Estándar**:

$$N_{SPT} = N_{15 - 30} + N_{30 - 45}$$

Si el número de golpes requerido para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, supera los 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

Hasta aquí, el ensayo **SPT** se considera finalizado cuando se alcanza este valor. (Por ejemplo, si se ha llegado a 50 golpes en 120 mm en el intervalo entre 15 y 30 centímetros, el resultado debe indicarse como $N_{0-15} / 50$ en 120 mm, R).

La cuchara **SPT** suele tener una longitud interior de 60 centímetros, por ello es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, por lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes N_{45-60} . Proporcionar este valor no está normalizado, no constituye un resultado del ensayo, solo tiene una función indicativa.

3.5.1.2 Penetrómetros.

Ensayo de penetración dinámica.

Consiste en una punta que es golpeada repetidamente para así penetrar en el suelo y conocer la resistencia de este a la penetración, dicha punta consta de un cono cuyo ángulo suele ser de entre 60 y 90 grados que suele ser denominado puntaza.

En un principio estos penetrómetros fueron concebidos para apreciar la compactabilidad de los suelos sin cohesión, de los cuales era muy difícil tomar muestras inalteradas. Los resultados obtenidos se deben de tratar con mucho cuidado debido a que el suelo puede refluir por encima de la punta, por el agua intersticial en suelos poco permeables o por el rozamiento lateral.

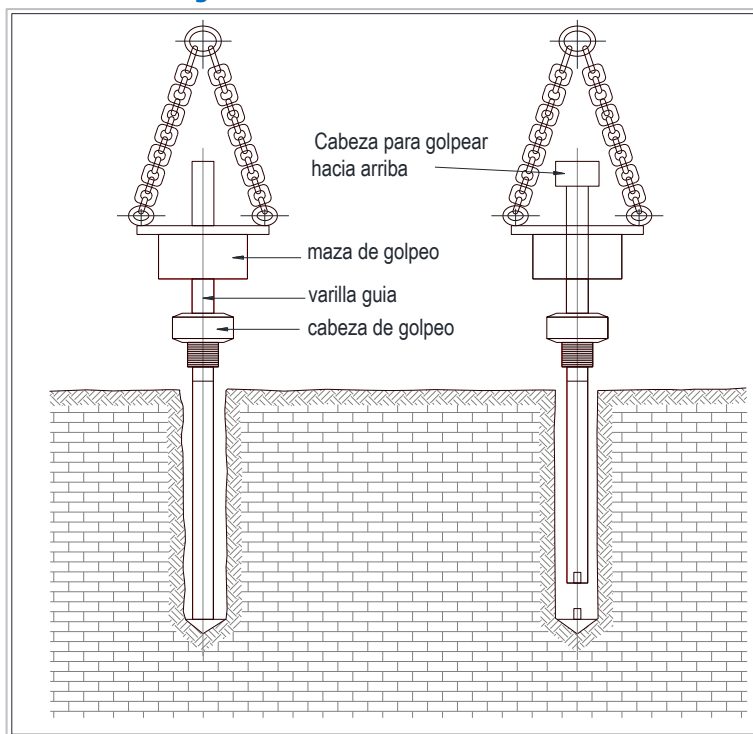
El varillaje debe de ser de diámetro inferior a la base para así evitar todo lo posible el rozamiento lateral del tren de varillas.

El golpeteo es producido por la caída guiada de una maza de peso variable según penetrómetro que golpea la cabeza de impacta y transmite el golpe a la punta que va atravesando el terreno según su dureza.

Los penetrómetros se basan en el principio físico de la conservación de la cantidad de movimiento. Se supone además que el choque de la maza con la cabeza de impacto es completamente plástico, es decir no se produce el rebote de la maza al impactar.

Aplicando posteriormente otro de los principios de mecánica "La diferencia de energía cinética es igual al trabajo efectuado". En este caso la maza pasa de poseer una energía potencial en el momento inicial a tener energía cinética en el momento final que le transmitirá finalmente al cono que penetrará en el suelo recibiendo de este una resistencia a la penetración que deriva de este concepto.

Figura: 3.9 Penetrómetro dinámico



Aparatos y material necesario:

- ✓ **Cono:** Es una pieza de acero en forma cónica con un ángulo de 90° el cono o puntaza podrá ser perdido o recuperable según modelo.
- ✓ **Varillaje:** Se denomina así a todo el conjunto de varillas de acero macizas que se utilizan para transmitir la energía de golpeo.

Dispositivos de golpeo:

- ✓ **Maza:** Cuerpo pesado de acero que se eleva para conseguir el golpeo.
- ✓ **Cabeza de impacto:** Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza y que está unido solidariamente al varillaje.
- ✓ **Guiadera:** Como su nombre indica es un elemento que guía la maza en su caída.
- ✓ **Sistema de elevación y escape:** es el mecanismo por el cual se eleva la maza y también se suelta.
- ✓ **Martillo de golpeo:** Dispositivo de golpeo automático en el que la maza, la cabeza de impacto, la guiadera y el sistema de elevación y escape están integrados en un mismo elemento. Permite izar la maza y liberarla siempre a la misma altura sin producir movimientos sobre el varillaje de forma que la caída por la guiadera sea totalmente libre y la energía transferida a la cabeza de impacto sea siempre la misma en todos los golpes. Es el sistema que hace que exista una frecuencia de golpeo uniforme.
- ✓ **Guía soporte:** Pieza que asegura la verticalidad y el soporte lateral en el tramo de varillaje que sobresale del suelo.

Instrumentos de medida

- ✓ **Contador de golpes.** El dispositivo de golpeo utilizado deberá disponer de un contador de golpes automático.
- ✓ **Escala de profundidad.** Todo equipo deberá tener una referencia de profundidad de avances que se encuentre marcada de forma indeleble.
- ✓ **Referencia de verticalidad.** Permitirá observar en grados o en tanto por ciento la inclinación de la verticalidad del varillaje mediante un Inclinómetros.
- ✓ **Medidor del par.** Permitirá la medida de N.m del par necesario para girar el varillaje. La exactitud de su medida será comprobada periódicamente.

Procedimiento operatorio.

Selección del punto de ensayo con el fin de que no haya perturbaciones en el punto de ensayo este debe distanciarse por lo menos metro y medio de cualquier otro punto ya ensayado y en el caso de existir sondeos previos la separación deberá cumplir esta condición como mínimo:

Distancia > 25. D

Siendo D el diámetro del sondeo realizado.

Emplazamiento y conexiones.

En el punto seleccionado se colocará el dispositivo de golpeo de tal manera que queden centrados y verticales la guiadera y el soporte guía.

Comprobaciones antes de proceder al ensayo.

- ✓ Las desviaciones de la verticalidad no exceden del 2%.
- ✓ El varillaje y la guiadera deben quedar perfectamente acoplados
- ✓ El golpeo se efectuará con una frecuencia que dependerá del dispositivo que utilicemos, también se medirá el número de golpes N_n cada vez que el cono o puntaza recorra una distancia que viene determinada por el tipo de penetrómetro.
- ✓ Se debe de tener precaución extrema cada vez que se debe de añadir nuevas varillas para evitar imprimir movimientos verticales o de rotación. Después de todo ello se debe de mirar que la verticalidad del varillaje no exceda del 5 %.
- ✓ Se deberán anotar todas aquellas interrupciones que se prolonguen más de un cuarto de hora.

La prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones.

- ✓ Se alcanza la profundidad previamente estipulada.
- ✓ Se superen el número de golpes para una distancia de penetración dada
- ✓ Cuando tres valores de N_n sean iguales o superiores a 75 o el valor que dependa de cada penetrómetro.

3.5.1.3 Ensayo presiométrico (ptm).

El ensayo presiométrico permite la determinación in situ de las características geotécnicas del terreno (presión límite, módulo presiométrico y presión de fluencia).

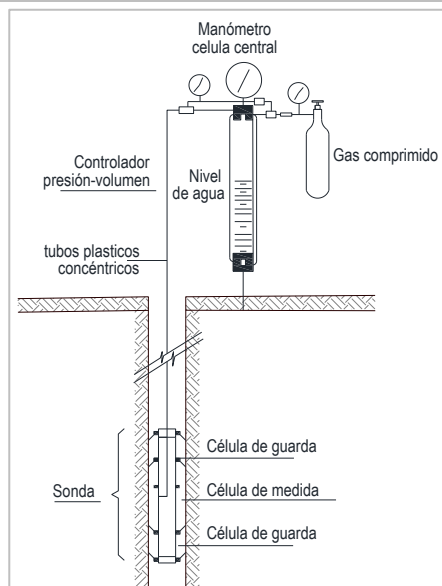
El ensayo consiste en introducir en un sondeo una sonda presiométrico, dotada de una camisa de caucho hinchable. A través de un tubo se inyecta un fluido al interior de la camisa, de manera que se aumenta la presión, se hincha la camisa y ésta presiona en las paredes del sondeo. En el registro de este ensayo se anota la deformación de la camisa con el aumento de presión.

Figura 3.10 Ensayo presiométrico

Los datos proporcionados por un ensayo presiométrico son útiles para varias aplicaciones:

- ✓ Cálculo del módulo de deformación (E) deducido a partir del módulo presiométrico (E_p) para el cálculo de asentos (s) en suelos arcillosos.
- ✓ Caracterización del fondo de desmontes en proyectos del ADIF en aquellos casos en los que no se puedan obtener buenos testigos de sondeos para realizar ensayos de compresión simple (pizarras, esquistos y flysch principalmente).

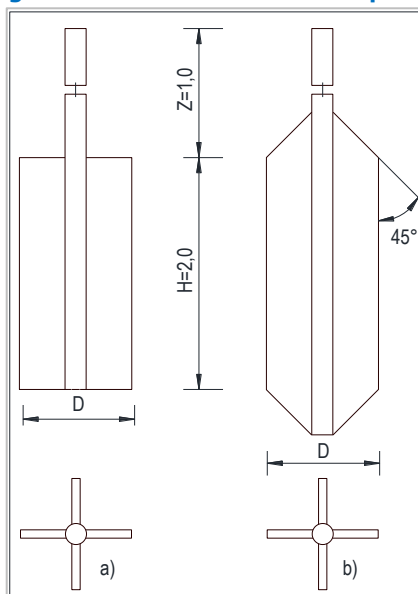
Cálculo empírico de la adherencia admisible del bulbo de los anclajes (a_{adm}) tras calcular la adherencia límite (a_{lim}) a partir de la presión límite (p_l) del ensayo presiométrico



3.5.1.4 Ensayo de molinete.

Consiste en hincar en el terreno un “molinete” constituido por cuatro placas de acero ortogonales (ver figura) soldadas a un varillaje y medir el par de torsión T al girar el dispositivo hasta la rotura del terreno.

Para este ensayo, existen las siguientes normalizaciones: (ASTM D 2573, DIN 4096).

Figura 3.11 Molinete de cuatro placas


3.5.1.5 Piezométricos.

El control piezométrico de sondeos tiene un gran interés para la caracterización cuantitativa del agua subterránea y sus variaciones de nivel.

Entre sus aplicaciones destacan las siguientes:

Conocer el estado cuantitativo inmediato de las masas de agua subterránea y, por extensión, del entorno en estudio.

- ✓ Conocimiento de las respuestas de los acuíferos a los pulsos de recarga y su posterior agotamiento.
- ✓ Cálculo de índices de estado de las masas de agua subterránea a partir de los datos históricos en sus puntos de control.

Nivel piezométrico.

Se ha definido el concepto de nivel piezométrico como la altura de la superficie libre de agua sobre el nivel del mar, en los acuíferos libres. En los confinados, es la altura que alcanzaría el agua en el interior de un sondeo hasta equilibrarse con la presión atmosférica.

Variaciones naturales. Cíclicas (estacionales, de corta duración). Factores accidentales: precipitación, evapotranspiración, mareas.

- ✓ Variaciones artificiales. Intervención del hombre.
- ✓ Factores: recarga, bombeos
- ✓ Medidas de nivel piezométrico
- ✓ Puntos de observación: pozos, piezómetros, zanjas, manantiales, salidas a ríos etc.
- ✓ Precisión: Depende del tipo de acuíferos y del objetivo perseguido (en cm).
- ✓ Variaciones verticales: piezómetros perfectos e imperfectos. Nivel medio
- ✓ Simultaneidad. Niveles estático y dinámico. Nivel de referencia

Las medidas piezométricas pueden ser:

- ✓ Instantáneas
- ✓ Continúas no registradas
- ✓ Continúas registradas

Las medidas piezométricas instantáneas se realizan mediante la denominada "sonda de nivel" que se basan en la observación de la profundidad del agua mediante el cierre de un circuito eléctrico cuando un elemento detector establece contacto con el agua. Constan de electrodo, cable eléctrico y detector. Otro tipo de sonda es por flotador. Consiste en un cable metálico en cuyo extremo se coloca un flotador que, al contacto con la superficie del agua provoca pérdida de tensión en el cable y el accionamiento de un sistema de frenado.

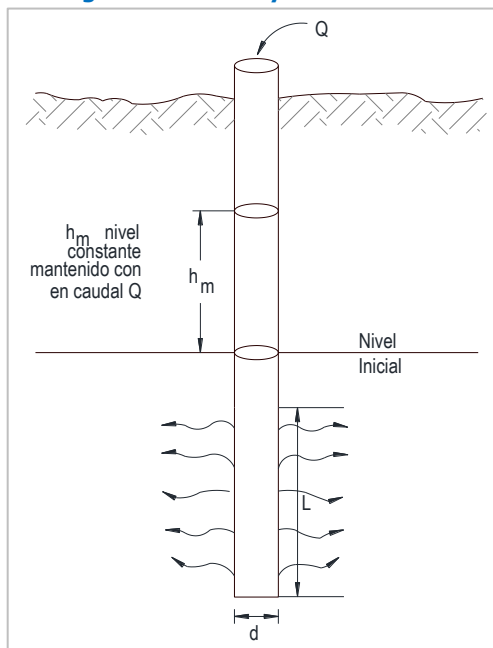
3.5.1.6 Ensayo de permeabilidad Lefranc.

El ensayo Lefranc, aplicable a suelos, permite hallar el coeficiente de permeabilidad en suelo permeables o semi-permeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático, y en rocas muy fracturadas. Existen dos métodos para realizar el ensayo Lefranc: a nivel constante y a nivel variable.

Consiste en rellenar de agua el sondeo y medir el caudal que se necesita para mantener constante el nivel (ensayo a régimen permanente); o se mide la velocidad de descenso del nivel de agua (ensayo a régimen variable).

Se mide el caudal de admisión cada 5 minutos manteniendo en la boca del sondeo el nivel constante durante 15 minutos. Si la admisión es muy alta, se mide por minuto durante 20 minutos y luego cada 5 minutos hasta completar los 45 minutos.

Figura 3.12 Ensayo de LEFRANC



Este ensayo, antes de medir tiempos y caudales, requiere que el sondeo se llene de agua, controlando que el aire es expulsado y luego se estabiliza el nivel y velocidad de descenso, lo cual indica que ya se ha logrado el régimen permanente.

3.5.2 MACIZOS ROCOSOS

El estado tensional inicial del macizo rocoso es uno de los factores determinantes de la estabilidad de un túnel, pues la dirección de las fuerzas que van a actuar sobre el sostenimiento son las debidas precisamente a la relajación de dichas tensiones naturales. En terrenos sueltos suele admitirse que el estado tensional está definido por el peso del terreno, pero se debe considerar hasta una profundidad de 50.00 metros solamente, en el caso de que la excavación se encuentre a mayor profundidad ya los esfuerzos dentro del macizo rocoso tienen otro comportamiento. En tal caso las tensiones en un punto dado son las siguientes:

Tensión vertical, Tensión horizontal, Tensiones tangenciales:

- γ : Peso específico del terreno
- H : Profundidad del punto
- μ : Coeficiente de Poisson de la roca (en torno a 0.3)

No obstante, en los macizos rocosos las tensiones suelen ser bastante distintas de las litostáticas. Ello se debe a que la roca mantiene ciertas tensiones residuales debido a su historia geológica: fallas, pliegues, erosiones, sedimentaciones, etc.

que incrementan o relajan tensiones y por lo tanto modifican el estado tensional de la roca.

Se han desarrollado ciertos métodos que permiten evaluar, de una forma relativamente aproximada, las tensiones de la roca a gran profundidad, aprovechando los sondeos perforados en el macizo. Los métodos más utilizados son los que se describen más adelante.

3.5.2.1 Muestras de testigo.

Lámina delgada. Es el procedimiento que aporta más datos en relación con la composición mineralógica y petrográfica de la roca. De una muestra se talla una lámina con un espesor de fracciones de milímetro y ésta se examina con un microscopio petrográfico con luz normal y polarizada, obteniendo las correspondientes microfotografías.

Las características que se pueden obtener son: la determinación de los minerales presentes en la roca, la determinación de los tamaños de grano, de las microfracturaciones y de posibles alteraciones, y el análisis de la matriz que envuelve los granos, etc.

Densidad, humedad y porosidad. Todos estos ensayos se llevan a cabo de forma similar, operando con el peso aparente, seco o saturado de la muestra y con su volumen.

La muestra se satura introduciéndola en agua contenida en un recipiente en el que se ha practicado un vacío por un período de al menos una hora. Para secar la muestra se introduce en una estufa a una temperatura de 105 °C hasta que su peso se estabiliza. Los pesos se miden con la balanza, y los volúmenes introduciendo la muestra en agua o mediante un calibre si se talla previamente con forma regular.

3.5.2.2 Ensayo de esfuerzos In-situ

Este ensayo es el adecuado para determinar el tipo y cantidad de sostenimiento a colocar durante la excavación, se debe establecer que ninguna excavación se debe realizar si no se han efectuado por lo menos dos locaciones para realizar estos ensayos y deben estar ubicados en los portales del túnel.

El ensayo puede ser realizado por cualquier instrumento apropiado para determinar los esfuerzos en la roca, estos pueden ser: Celda Hollows, Overcoring, Gato hidráulico, hidrofracturamiento, etc.

Las tensiones se calculan aplicando la teoría elástica, conociendo el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson de la roca. Estos parámetros pueden obtenerse en laboratorio mediante el ensayo de Compresión Simple. Otra posibilidad es extraer el testigo con la célula y aplicar una presión radial uniforme que equilibre la deformación producida. Dicha presión debe coincidir con la tensión del macizo rocoso perpendicularmente al eje del sondeo.

3.5.2.3 Permeabilidad.

Ensayo de permeabilidad Lugeon. El ensayo Lugeon permite conocer la permeabilidad in-situ del macizo rocoso, aunque más bien de forma cualitativa que cuantitativa. El mecanismo del ensayo consiste en el sondeo ya perforado, se selecciona la zona a ensayar (de 3 a 5 metros), se aísla del resto mediante dos obturadores. Mediante una bomba se inyecta agua en la zona de ensayo a una presión dada, midiéndose el caudal que es necesario aportar para mantener la

presión fija. Dicho caudal es la cantidad de agua que se filtra a la roca, normalmente a través de las juntas, ya que la matriz rocosa es mucho más impermeable que estas.

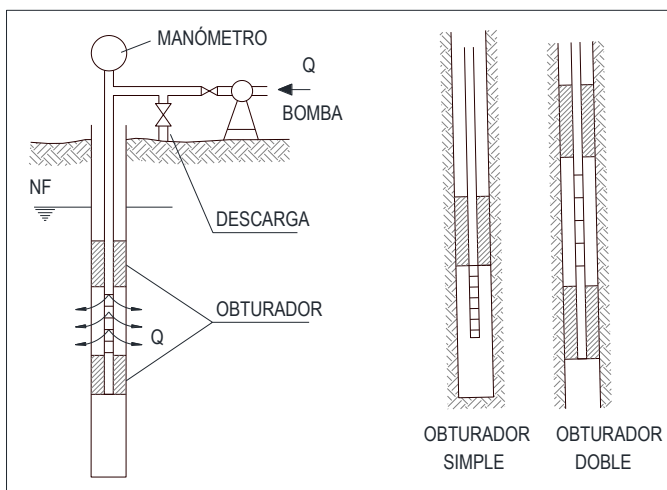
El ensayo se repite para presiones crecientes entre 0 y 10 kg/cm² y luego para presiones decrecientes nuevamente hasta 0 kg/cm². Se representa en un gráfico presión/caudal indicando con flechas el camino seguido en el ensayo.

En la **Figura 3.13** se muestran gráficas típicas de distintos ensayos Lugeon junto con su interpretación, flujo laminar, atoramiento de las juntas, destaponamiento, etc.

Figura 3.13 Se muestran gráficas típicas de distintos ensayos LUGEON



Figura 3.14 Se muestran gráficas típicas del ensayo de LUGEON



3.5.2.4 Estado tensional aparente.

Velocidad sónica. Este ensayo consiste en medir la velocidad de propagación de las ondas sísmicas a través de una muestra de roca. Para ello se utiliza un transmisor y uno o varios receptores adheridos a la misma. Con un osciloscopio puede controlarse y medirse la propagación de la onda, obteniéndose las

velocidades de las ondas P y S: V_p y V_s . De ellas pueden deducirse el módulo de elasticidad dinámico y el coeficiente de Poisson de la roca sana.

Resistencia a compresión simple. Sobre una muestra cilíndrica, de altura como mínimo igual a 2 veces el diámetro, se aplica una fuerza axial P hasta la rotura. Midiendo las deformaciones longitudinal y transversal se puede dibujar la curva tensión-deformación, obteniendo el módulo de elasticidad E y el Coeficiente de Poisson μ , y por supuesto la resistencia a compresión simple f'_c .

Resistencia a tracción. Puede ensayarse una muestra a tracción directamente aunque, debido a las dificultades para poder aplicar la carga, suele emplearse el método indirecto conocido como Ensayo Brasileño. Consiste en romper una probeta cilíndrica similar a las empleadas para el ensayo de compresión simple, pero cargándola transversalmente

Ensayo triaxial. El ensayo triaxial consiste en cargar una muestra cilíndrica de roca con una cierta presión lateral o aumentando la presión axial o longitudinal hasta la rotura. Esto se repite con otras muestras similares para distintas presiones, un mínimo de tres veces, dibujándose el círculo de Mohr en rotura en un diagrama. La curva tangente a todos los círculos de rotura es la que define la resistencia de la roca. En suelos esta curva se aproxima a la línea recta, definiéndose la cohesión como la ordenada de la línea de rotura para o igual a cero, y el ángulo de rozamiento interno como la pendiente de la recta. En rocas la curva que se suele obtener no es una recta sino una curva.

Ensayo de corte directo de una junta. En el ensayo de corte directo se trata de medir los parámetros de resistencia al corte de una junta de la roca.

Se aplica una carga normal a la junta y se va aumentando la carga transversal hasta la rotura. En un gráfico se representa el punto obtenido; y este proceso se repite como mínimo en tres ocasiones para distintos valores. Los puntos del gráfico definen la recta de rotura de la junta, en la que puede obtenerse la cohesión y el ángulo de rozamiento de la discontinuidad, del mismo modo que en el artículo anterior. Estos valores obtenidos se pueden aplicar a todo un sector geotécnico o geomecánico, así como es para un determinado tipo de roca encontrada en la investigación.

3.6 ENSAYOS DE LABORATORIO

3.6.1 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN

3.6.1.1 Suelos.

3.6.1.1.1 Análisis granulométrico

Los granos que conforman en suelo y tienen diferente tamaño, van desde los grandes que son los que se pueden tomar fácilmente con las manos, hasta los granos pequeños, los que no se pueden ver con un microscopio. El análisis granulométrico al cuál se somete un suelo es de mucha ayuda para la construcción de proyectos, tanto estructuras como carreteras porque con éste se puede conocer la permeabilidad y la cohesión del suelo, así como también el suelo analizado puede ser usada en mezclas de asfalto o concreto para múltiples usos. Los Análisis Granulométricos se realizan mediante ensayos en el laboratorio con tamices de diferente enumeración, dependiendo de la separación de los cuadros de la malla. Los granos que pasen o se queden en el tamiz tienen sus características ya determinadas. Para el ensayo o el análisis de granos gruesos será muy

recomendado el método del Tamiz; pero cuando se trata de granos finos este no es muy preciso, porque se le es más difícil a la muestra pasar por una malla tan fina; debido a esto el análisis granulométrico de granos finos será bueno utilizar otro método.

Tabla 3.2 Clasificación de partículas

PARTÍCULA	TAMAÑO (mm)
Bloques	> 250 mm
Cantos rodados	60 a 250 mm
Grava	2.00 a 60 mm
Arena	0.06 a 2.00 mm
Limo	0.002 a 0.06 mm
Arcilla	< 0.002 mm

Ejecución del ensayo.

Las etapas a considerar son las siguientes:

- ✓ Selección de la cantidad mínima de muestra de árido necesaria
- ✓ Para áridos de densidades distintas a las indicadas deberá aplicarse a la masa mínima un factor corrector basado en la relación de las densidades. Para áridos de otros tamaños, la masa mínima de la muestra puede obtenerse por interpolación de las masas de la [Tabla 3.2](#). Esta masa se registra como M1 (Masa seca total)
- ✓ Lavado (opcional). Cuando el lavado pueda alterar las propiedades físicas del árido se deberá hacer el tamizado por vía seca. En caso contrario, el lavado de los áridos no es necesario, pero permite una mayor precisión en los resultados obtenidos, eliminando previamente los finos como se indica:
 - Inmersión de la muestra en un recipiente, agitándola con fuerza para conseguir la completa suspensión de los finos portantes.
 - En la zona habilitada para el lavado, colocar el tamiz de 0,063 mm con otro de protección encima (4, 1, 0.125 mm,...), vertiendo el contenido del recipiente en pequeñas cantidades en el tamiz superior, evitando que obturen los tamices. Se eliminan las partículas inferiores a 0.063 mm lavando hasta que el agua que fluya por el tamiz de 0.063 mm no arrastre más fino (agua clara).

Determinación de la masa seca de la muestra lavada de árido

- ✓ La determinación de la masa de árido que pasado por el tamiz de 0.063 mm se efectúa por diferencia de pesadas entre la masa inicial seca total (M1) y la masa del árido una vez lavado y secado a una temperatura de (110 ± 5) °C hasta obtener masa constante (M2)
- ✓ Tamizado: Verter el material lavado y secado (o directamente la muestra seca) en el juego de tamices previamente ensamblados y dispuestos, de arriba abajo, en orden decreciente de tamaños de abertura con el fondo y la tapa. Es necesario incorporar el tamiz de 0.063 mm, ya que el proceso de lavado no elimina todos los finos. Aplicar un movimiento de planetario sobre la columna en la tamizadora o, en caso contrario, de forma manual, comenzando con el de mayor tamaño de abertura. El tamizado siempre debe finalizarse manualmente, dándose por terminado cuando la masa de árido retenida en cada tamiz no varíe en más de un 1% en un minuto de tamizado manual.

Pesaje de las fracciones obtenidas

Pesar el material retenido por el tamiz de mayor tamaño de abertura y registrar su masa como R_1 , continuando en orden decreciente hasta llegar al tamiz de 0.063 mm registrando las masas de las diferentes fracciones de material retenido como $R_2, R_3, \dots, R_n$. Pesar el material tamizado que quede en la bandeja del fondo, y registrando su masa como P.

Cálculo y expresión de resultados.

- ✓ La masa de las partículas retenidas en los diferentes tamices se expresa como porcentaje respecto de la masa seca total del material.
- ✓ Los porcentajes acumulados que pasan por cada tamiz se presentan en forma numérica y, si es necesario, en forma gráfica.
- ✓ Los pasos a seguir para el cálculo de los resultados son:
 - Expresar el % de la masa retenida en cada tamiz respecto de la masa seca total.
 - Calcular el % acumulado de la masa seca total que pasa por cada tamiz, excluyendo el tamiz 0.063 mm.
 - Calcular el % de finos (f) que pasa por el tamiz de 0.063 mm.
- ✓ Validar los resultados obtenidos, comprobando que la suma de las masas de todas las fracciones (R_i) y la masa de material tamizado que queda en el fondo (P) no difiere en más de un 1 % de la masa M2. En caso contrario habría que repetir el ensayo.

Donde:

R_i = Es la masa retenida por el tamiz (kg)

M^2 = Es la masa seca tras el lavado (kg)

M_1 = Es la masa seca de la muestra de ensayo (kg)

P = Es la masa de material tamizado que queda en el fondo (kg)

3.6.1.1.2 Límites de Atterberg.

En función del contenido de humedad, las arcillas presentan diversos estados de consistencia que van desde el líquido, con las partículas moviéndose independientemente en una masa acuosa, al plástico en que las capas de agua molecular de las partículas permanecen unidas por enlaces iónicos y, por último, al sólido en que se establecen enlaces entre las redes moleculares de las propias partículas.

La transición de un estado a otro es muy progresiva, y por tanto difícil de determinar. Sin embargo, se utilizan corrientemente los límites definidos en 1911 por Atterberg:

W_L = Límite líquido que separa el estado líquido del plástico.

W_P = Límite plástico que separa el estado plástico del estado sólido.

Estos límites se determinan sobre la fracción de suelo que pasa por el tamiz de 0.40 mm. Para determinar el **límite líquido** se extiende sobre una cuchara especial una capa de arcilla en la que se ejecuta una ranura por medio de un acanalador que tiene forma de V. Damos a la cuchara unos golpes de igual intensidad, contando el número necesario para cerrar la ranura en una longitud de 1 cm, midiendo entonces el contenido del agua de la pasta.

Por definición, el límite líquido W_L , es la humedad (expresada en %) para la cual se necesitan 25 golpes en el ensayo antes descrito.

Para determinar el **límite plástico**, se toma una muestra de suelo, dándole con la mano sobre una placa la forma de pequeños cilindros que van adelgazándose progresivamente hasta unos 3 mm de diámetro a medida que se efectúa la operación. El límite plástico W_P es la humedad (expresada en %) del cilindro que se rompe, sin agrietarse, en pequeños trozos de 1 a 2 cm de longitud cuando su diámetro llega a tener 3 mm.

El índice de plasticidad I_P , es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Expresa el campo de variación en que un suelo se comporta como plástico. Viene definido por la relación:

$$I_P = W_L - W_P$$

El límite de retracción W_s marca la transición de un estado de consistencia poco plástico o semisólido y se determina por desecación progresiva, hasta volumen constante, de una muestra húmeda. El límite de retracción se define como el porcentaje de humedad con el que se satura la muestra cuyo volumen ya no se reduce más por desecación.

Figura 3.15 Ensayo de estados límites



3.6.1.1.3

Otros ensayos de identificación.

En el laboratorio se pueden determinar propiedades elementales de los suelos, de carácter gravimétrico y volumétrico que son de gran importancia, tanto para el cálculo del propio túnel como para el diseño de tratamientos del terreno para impermeabilización o mejora de las propiedades resistentes de los suelos.

Los más importantes son:

Peso específico. Es el peso específico (peso por unidad de volumen) de la mezcla de las partículas sólidas del suelo, del agua y aire que contienen sus poros.

Peso específico seco. Es el peso específico del suelo desecado completamente, es decir, conteniendo sólo aire en sus poros.

Peso específico de las partículas sólidas. Es el peso específico del esqueleto mineral del suelo, restando del volumen total el volumen ocupado por los poros.

Humedad. Es el peso del agua contenida en el suelo dividida por el peso del suelo seco.

Grado de saturación. Fracción del volumen de poros ocupada por agua.

Índice de poros. Volumen de los poros respecto al volumen de partículas sólidas.

Porosidad. Volumen de poros respecto al volumen total del suelo.

3.6.1.2 Macizos rocosos.

La Mecánica de Rocas puede considerarse como aquella parte de la Geotecnia que abarca todos los estudios teóricos y experimentales destinados a conocer el comportamiento mecánico e hidromecánico de las rocas al ser sometidas a cambios en sus estados tensionales y en sus condiciones hidráulicas.

La fuente de estos cambios puede ser bien natural -por ejemplo, mediante la acción ambiental o bien humana por realización de excavaciones, construcción de estructuras sobre la roca, etc., o bien combinada, ya que la acción humana puede provocar o desencadenar, de forma acelerada, procesos ambientales que se hubieran producido más lentamente.

El propósito de la Mecánica de roca es dar a conocer las características físicas, mecánicas y elásticas de la roca. Se trata o se intenta explicar el comportamiento de la roca por procedimientos empíricos y experiencias históricas, junto con las determinaciones concretas de respuestas parciales del material ensayado en laboratorio o in-situ.

3.6.1.2.1 Petrología y minerología.

Con este grupo de ensayos se pretende establecer la composición de la roca, su estructura, intrusiones, orientaciones preferentes y discontinuidades, utilizándose diversas técnicas.

- ✓ **Reconocimientos y descripciones "de visu"**, que permiten examinar detenidamente los testigos de roca, con objeto de distinguir diferentes materiales, grados generales de meteorización, discontinuidades visibles y su espaciamiento, zonas de oxidación, etc., lo que, en definitiva, permite establecer las zonas representativas de los testigos, las que deben estudiarse más profundamente, las destinadas a los diferentes ensayos de tipo mecánico, etc.
- ✓ **Análisis mediante microscopio petrográfico**, de lente binocular, de 20-30 aumentos como máximo y bajo poder de resolución, complementando con el uso de efectos birrefringentes para el estudio de orientaciones preferentes en láminas delgadas de roca. En general, permite establecer la naturaleza mineralógica, textura, distribución aproximada de sus componentes, orientaciones, etc.
 - Observación mediante **microscopio electrónico**, particularmente con reflexión tipo "scanning", que permite establecer más claramente las orientaciones preferentes, las microfisuras de los cristales, el grado de meteorización, etc.
 - Utilización de técnicas de **difracción de Rayos X** para analizar de forma muy adecuada la orientación cristalina, determinación de minerales arcillosos, proporción, etc.
- ✓ **Lámina Delgada.** Es el procedimiento que aporta más datos en relación con la composición mineralógica y petrográfica de la roca. De una muestra se talla una lámina con un espesor de fracciones de milímetro y ésta se examina con un

microscopio petrográfico con luz normal y polarizada, obteniendo las correspondientes microfotografías.

Las características que se pueden obtener son: la determinación de los minerales presentes en la roca, la determinación de los tamaños de grano, de las microfracturaciones y de posibles alteraciones, y el análisis de la matriz que envuelve los granos, etc.

Con estas técnicas, completadas con análisis químicos si es conveniente, puede conocerse el estado inicial, la naturaleza cristalográfica y mineralógica de la roca, así como su textura, micro fracturación, etc.

3.6.1.2.2 Densidad y humedad.

Todos estos ensayos se llevan a cabo de forma similar, operando con el peso aparente, seco o saturado de la muestra y con su volumen. La muestra se satura introduciéndola en agua contenida en un recipiente en el que se ha practicado un vacío por un período de al menos una hora. Para secar la muestra se introduce en una estufa a una temperatura de 105 °C hasta que su peso se estabiliza. Los pesos se miden con la balanza y los volúmenes introduciendo la muestra en agua o mediante un calibre si se talla previamente con forma regular.

3.6.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA.

Los ensayos descritos a continuación tienen por objeto obtener las características resistentes y deformacionales de las rocas, que generalmente luego se emplean en los cálculos de estabilidad. En laboratorio obtendremos siempre unos parámetros válidos para la roca sana (la muestra ensayada es una muestra de roca sana), pero que deberán ser convenientemente reducidos para ser aplicados al macizo rocoso, que contiene, además de roca sana, varias familias de fracturas con rellenos más deformables y menos resistentes.

3.6.2.1 Ensayo de compresión simple.

Sobre una muestra cilíndrica, de altura como mínimo igual a 2 veces el diámetro, se aplica una fuerza axial P hasta la rotura. Midiendo las deformaciones longitudinal y transversal se puede dibujar la curva tensión-deformación, obteniéndose el módulo de elasticidad E y el Coeficiente de Poisson μ , y por supuesto la resistencia a compresión simple f'_c .

3.6.2.2 Ensayo de corte directo.

En el ensayo de corte directo se trata de medir los parámetros de resistencia al corte de una junta de la roca. Para ello se tallan varias probetas de forma que se aísle una porción de la junta que se quiere ensayar. Se aplica una carga normal a la junta y se va aumentando la carga transversal hasta la rotura. En un gráfico se representa el punto obtenido; y este proceso se repite como mínimo en tres ocasiones para distintos valores. Los puntos del gráfico definen la recta de rotura de la junta, en la que puede obtenerse la cohesión y el ángulo de rozamiento de la discontinuidad.

3.6.2.3 Ensayo triaxial.

El ensayo triaxial consiste en cargar una muestra cilíndrica de roca con una cierta presión lateral aumentando la presión axial o longitudinal hasta la rotura. Esto se repite con otras muestras similares para distintas presiones axiales un mínimo de tres veces, dibujándose el círculo de Mohr en rotura en un diagrama. La curva tangente a todos los círculos de rotura es la que define la resistencia de la roca.

En suelos, esta curva se aproxima a la línea recta, definiéndose la cohesión como la ordenada de la línea de rotura para o igual a cero, y el ángulo de rozamiento interno como la pendiente de la recta.

En rocas la curva que se suele obtener no es una recta sino una curva, pero también se emplean los términos de cohesión y de ángulo de rozamiento.

3.6.2.4 Otros ensayos de laboratorio.

De requerirse otros tipos de ensayos adicionales a los ya mencionados, se podrán realizar de acuerdo a la necesidad del proyecto.

3.7 ANÁLISIS DE RIESGOS GEOLÓGICOS.

3.7.1 GENERALIDADES.

Las incertidumbres y los Riesgos que afectan o podrían afectar a los proyectos de obras subterráneas deben ser identificados, representados y evaluados cuanto antes y de la manera más objetiva posible.

El objetivo principal es concientizar a todos los implicados en la obra a prever, por adelantado medios y procedimientos técnicos o adaptados para afrontar los problemas geológicos y/o geotécnicos inciertos, con el fin de que su aparición tenga el menor impacto posible en el costo y el plazo de ejecución de la obra.

3.7.2 COMPORTAMIENTO DEL TERRENO.

3.7.2.1 El frente del túnel.

Al excavar un macizo rocoso se pueden producir tres tipos de efectos básicos que dan lugar a la pérdida de resistencia del macizo y por tanto a problemas de estabilidad. Estos efectos son:

- ✓ Desplazamiento de rocas hacia el interior de la excavación (bloques, cuñas, o material suelto)
- ✓ Orientación desfavorable de las tensiones naturales con respecto al eje de la excavación
- ✓ Flujo de agua hacia el interior de la excavación

La causa de estos efectos está directamente relacionada con los siguientes factores geológicos:

- ✓ Estructura geológica.
- ✓ Discontinuidades. Resistencia de la roca matriz
- ✓ Filtraciones
- ✓ Tensiones naturales

Por todas estas causas, en la construcción de túneles, estos factores han de tenerse siempre muy en cuenta durante la realización del estudio y considerarlo apropiado su detalle técnico de cálculos matemáticos, diseños y prevención durante la obra dado el riesgo que presenta esta zona habitualmente con escasa protección y entorno, por donde se inician gran cantidad de problemas en forma de inestabilidades parciales o que incluso pueden derivar en un hundimiento.

3.7.3 TIPOS DE RIESGOS.

3.7.3.1 Según las condiciones de trabajo.

3.7.3.1.1 Agua a presión.

La presencia de agua durante la construcción de un túnel es uno de los mayores problemas para la excavación. Los túneles bajo el nivel freático actúan como drenes. Los efectos de las filtraciones sobre el comportamiento del terreno son los siguientes:

- ✓ Disminuye la resistencia del material.
- ✓ Aumentan las presiones sobre el revestimiento
- ✓ Producen hinchamientos y reblandecimientos
- ✓ Pueden crear graves problemas de avance
- ✓ La combinación del agua y discontinuidades desfavorables es la causa de los principales problemas de estabilidad.

Para minimizar este riesgo hidrogeológico antes de perforar un túnel se deben estudiar los siguientes factores:

- ✓ Identificación de las zonas de mayor riesgo de filtraciones
- ✓ Identificación de geoformas o sectores geológicos donde se hayan producido grandes almacenamientos de agua, como antiguas lagunas geológicas, bofedales, etc. En especial donde se hallas ubicado antiguas glaciaciones y se encuentren depósitos morrénicos
- ✓ Identificación de zonas kársticas, fracturas o fallas en rocas muy permeables (areniscas, arenas, zonas muy meteorizadas, oquedades en rocas volcánicas, etc.)
- ✓ Estimación de los caudales previsibles, la presión hidrostática, la velocidad y dirección de flujo, la temperatura y la agresividad del agua.
- ✓ En el caso de que durante las investigaciones se encuentre niveles freáticos se debe disponer la colocación de un piezómetro y realizar el respectivo monitoreo hasta determinar la variación de los caudales implicados en la construcción del túnel.

Para ello es preciso realizar un estudio hidrogeológico que básicamente investigue los niveles piezométricos, los parámetros hidráulicos de la formación (permeabilidad y transmisibilidad), y se determine la red de flujo. En la práctica esta investigación puede resultar compleja, pues no sólo precisan periodos de observación (al menos de un año), sino que la variación de sus condiciones hidrogeológicas hace difícil una evaluación representativa a nivel de macizo.

El estudio hidrogeológico debe incluir los siguientes aspectos:

- ✓ Balance hídrico de la posible zona de influencia del túnel incluyendo un inventario de fuentes, afloramiento, pozos, etc.
- ✓ Niveles piezométricos en el área del túnel y su variación estacional.
- ✓ Estudio de zonas kársticas.
- ✓ Delimitación de acuíferos y sus fuentes de alimentación o recarga.
- ✓ Determinación de los parámetros hidráulicos de los acuíferos.

3.7.3.1.2 Zonas no consolidadas.

De acuerdo a la investigación se pueden determinar sectores de masas de suelos que pueden implicar en la construcción especialmente de los portales de los túneles, estas masas podrían estar en movimiento y generar un riesgo al inicio de

la construcción. Los movimientos de masas pueden ser diversos pero se deben identificar durante el estudio y así establecer las correspondientes mitigaciones para la fase constructiva.

Existen numerosas clasificaciones de los movimientos del terreno, la mayor parte de las cuales se distinguen por su complejidad.

En líneas generales puede hablarse de:

- ✓ Deslizamientos
- ✓ Desprendimientos
- ✓ Flujos y coladas

Estos movimientos afectan tanto a los suelos como a las rocas, si bien el tipo de material condiciona la morfología de movimiento.

Los deslizamientos pueden ser de tipo plano o rotacional. En el primer caso el terreno sufre un movimiento de traslación sobre una superficie plana sensiblemente paralela a la superficie del terreno. En su desplazamiento el material se desintegra en bloques. Las velocidades de desplazamiento están en el orden del cm/día. Los deslizamientos rotacionales rompen el terreno según una superficie cóncava hacia arriba. El material girado suele conservar su integridad salvo en la zona del pie, donde suele abrirse con grietas radiales. Las velocidades de desplazamiento son muy variables, desde el cm/día al m/día.

Los desprendimientos son caídas libres de bloques de roca situados en taludes, acantilados, cornisas, etc. por pérdida de soporte o adherencia en el macizo rocoso donde están encajados. Las velocidades de caída son de varios metros por segundo.

En el caso de rocas, suelen ser también característicos los movimientos y desprendimientos de varios de los tipos reseñados, lo cual explica la dificultad de su clasificación.

Cuando la roca que se ha de atravesar es de mala calidad, puede recurrirse a tratamientos de consolidación del terreno. Los más potentes son la congelación, inyecciones sistemáticas, etc., pero únicamente son de aplicación en terrenos de escasa cohesión.

- ✓ Inyecciones localizadas. Se efectúan inyecciones de lechada de cemento o de mortero cuando se detectan huecos dentro del macizo rocoso. Los huecos son perjudiciales porque favorecen la afluencia de agua, concentran las tensiones del macizo rocoso en ciertas zonas y dificultan la colocación y el trabajo de los pernos de anclaje.
- ✓ Drenajes. Los drenajes permiten eliminar las aguas a presión existentes dentro del macizo rocoso. El efecto más perjudicial del agua en el terreno es el de favorecer los deslizamientos de cuñas y bloques actuando en las juntas de la roca y disminuyendo la cohesión del relleno de estas. También se logra gracias a los drenajes concentrar en unos pocos puntos la entrada de agua al túnel, con lo que se facilita enormemente el gunitado y en general todos los trabajos de excavación y sostenimiento.

Los flujos o coladas son movimientos de materiales disgregados, generalmente saturados de agua y que se comportan como un fluido viscoso. En el caso de

materiales pétreos, estos materiales descienden a altas velocidades arrastrados por el agua. Las velocidades varían del cm/minuto al m/segundo.

3.7.3.1.3 Descostramiento y estallido de rocas.

El estallido de rocas consiste en una repentina y a menudo violenta expansión de una masa de rocas de las paredes del túnel, el estallido podría generarse por varios factores y algunos podrían ser por la elevada tensión a la que estaban sometidas y por la liberación rápida de la cantidad de energía acumulada. Tiene consecuencias que pueden llegar a ser catastróficas con la proyección de bloques de piedra a considerable velocidad con riesgo elevado para el personal y maquinarias así como según el volumen, puede llevar al colapso de la excavación.

La posibilidad de este hecho depende básicamente de la cantidad de energía capaz de acumular las rocas y de la capacidad de deformación del entorno.

En general, suele ocurrir en zonas de altas coberturas. Para prevenirlo, debe recurrirse a un estudio y análisis de energía de deformación basado en una modelización numérica.

3.7.3.1.4 Escaso confinamiento.

En el caso contrario, las tensiones bajas o la falta de confinamiento pueden causar caídas de bloques sin previo aviso. Esta es la causa por la que no es posible depender sólo de las mediciones de deformación para tomar decisiones que afecten al sostenimiento en terrenos con presencia de bloques. La caída de un bloque puede ocurrir de forma inesperada y sin aviso de deformaciones previas. Deberá por tanto efectuarse un seguimiento continuo de juntas, humedad, relleno arcillas, evolución de la fisuración etc.

Estos casos con poco confinamiento pueden aparecer en cualquier túnel, en los portales o junto a cualquier falla. Pueden abarcar zonas muy extensas o ser localizadas, en grandes volúmenes o un solo bloque en medio de un terreno blando.

Un sistema de pernos de anclaje puede no ser efectivo, por la disposición de los bulones o la longitud de los mismos que no lleguen a la zona más profunda del problema.

El control sistemático antes mencionado es de primordial importancia para prevenir este hecho, e igualmente el seguimiento cuando se ha producido.

3.7.3.1.5 Caída de Bloques.

Antes de instalar el sostenimiento, es necesario tomar en consideración que la caída de pequeños bloques en el frente de excavación del túnel, que aparentemente no revista importancia puede de ser el inicio de mayores movimientos que puedan causar serios incidentes, especialmente en túneles de grandes dimensiones.

Una vez efectuado el correspondiente saneo del entorno excavado, no deben caer elementos, pues ello indicaría una baja calidad del terreno, por lo tanto la acción siguiente de sostenimiento debe efectuarse lo más rápido posible.

3.7.3.1.6 Rocas Expansivas

Se entiende por expansividad el incremento de volumen que una roca experimenta cuando entra en contacto con el agua. Algunas litologías tienen ciertos componentes expansivos en su composición, siendo la anhidrita y las arcillas los componentes expansivos más conocidos.

Esta expansividad puede ser medida con facilidad y la determinación de la presión de hinchamiento se puede efectuar en muchos laboratorios de geotecnia.

En general, todas las arcillas presentan un tamaño de partícula muy fino y las interacciones electrostáticas juegan un papel significativo en su comportamiento; en estas circunstancias el agua puede romper el equilibrio entre partículas y dar lugar a otro tipo de expansión (mecanismo de hinchamiento entre partículas). El tipo e intensidad del hinchamiento que puede experimentar una roca por efecto de las arcillas, dependen de varios factores, como el tipo y cantidad de arcillas, de su distribución en el interior de la roca, de la magnitud de los espacios capaces de expandirse en el interior de las redes cristalinas y de la distancia entre partículas, así como de la composición y disponibilidad de las disoluciones de la roca.

3.7.3.1.7 Plastificación intensa.

En una obra subterránea, hay que tener presente que el momento en que la estructura se encuentra sometida a mayores tensiones, es durante su construcción, que es la etapa más difícil, ya que los efectos de la excavación no están completamente controlados

En esta fase, las tensiones preexistentes son transmitidas a la excavación, creándose zonas altamente tensionadas, por lo que el estudio previo y conocimiento de estos efectos son de vital importancia.

La problemática aparece cuando el terreno circundante a la cavidad no puede soportar las tensiones y no tienen un comportamiento elástico sino que actúa con una respuesta plástica, con una alta deformación que aumenta de forma tridimensional y voluminosamente con lo que el terreno no es capaz de llegar a un estado tensional equilibrado al tener una resistencia residual mínima.

3.7.3.1.8 Presencia de Gas.

La aparición de gas, (generalmente metano) durante la excavación de túneles para obras civiles, es un incidente que no es tan frecuente como los desprendimientos de roca o la entrada de agua.

Esta situación genera una problemática adicional en la planificación de la seguridad de estas obras. El problema de la aparición de metano en un túnel es doble. Por una parte, es un gas inflamable, lo que incrementa el riesgo de incendio ante una llama o chispa, y además, es un gas que mezclado con el aire (gas Grisú) en una proporción entre 5% y 15% en volumen es explosivo. Por encima de este límite de concentración la mezcla resultante no es explosiva, pero hay que señalar que valores de concentración de metano superiores al 15% pueden provocar asfixia.

En fase previa debe establecerse un plan de seguridad riguroso y con conocimiento de todo el personal. Como ejemplo se puede exponer que todos los equipos se apaguen automáticamente cuando se supera la barrera del 5 %. A partir de ese momento, únicamente quedan en servicio las luces de emergencia y los sistemas con equipamiento antideflagrante, es decir, el bombeo de agua y la ventilación.

3.7.3.1.9 Otros aspectos

De requerirse la evaluación de otros tipos de riesgos, se podrán realizar de acuerdo a la necesidad del proyecto.

3.7.3.2

Según el método de excavación.

3.7.3.2.1

Métodos convencionales.

Los principales riesgos de accidentes durante la construcción de un túnel, se producen al encontrar condiciones del suelo imprevistas, como por ejemplo arrastres debido a corrientes de aguas excesivas, donde el tratamiento del suelo resulte inadecuado; inundaciones al encontrar importantes acuíferos o al desmoronarse los hastiales; compresiones y dilataciones del suelo, como también por causas como pérdida de aire generalizada mientras se trabaja con atmósfera presurizada, o explosión al encontrar gases inflamables.

Teniendo en consideración que la mayor proporción de riesgos de accidentes durante estas labores, ocurre al encontrar con tipos de suelos imprevistos, por lo que debe obtenerse toda la información que sea relevante para la construcción del túnel, antes que se inicie y durante la misma.

Para comprender mejor los problemas que surgen al construir un túnel, es necesario realizar estudios teóricos y analíticos; se construyen galerías de prospección y se estudia su comportamiento. Es indispensable el conocimiento de geología, hidrogeología, estructuras y servicios existentes, otros trabajos anteriores realizados en el área, perforaciones de sondeos, investigaciones geofísicas, topografía y mediciones de superficie, mediciones subterráneas, mediciones estructurales, comprobación de aguas subterráneas, tiempo atmosférico, investigación de gas, suelo durante la construcción y otros.

Los trabajos de excavación, soporte, consolidación y revestimiento, que se desarrollan durante la construcción del túnel, generan riesgos que dependen además de los originados por el tipo de suelo, de los métodos de avance que se emplee, derivados del uso de explosivos, equipos de manipulación y transporte de materiales, instalaciones eléctricas, sistemas de aire comprimido y láser. El terreno a través del cual se construye un túnel, puede ser suelto, cohesivo o muy cohesivo; puede ser seco, húmedo o saturado y puede estar situado a profundidades considerables o cerca de la superficie.

No puede asegurarse que en la construcción de un túnel se vaya a avanzar a través de un único tipo de suelo a lo largo de toda su longitud, en consecuencia resultará necesario más de un método de avance y sostenimiento en la construcción de un mismo túnel con el uso de diversos tipos de maquinaria. Los métodos de avance que se utilizan en la excavación y soporte del túnel, dependen del tipo de suelo y también de la longitud del túnel.

Para túneles cortos o de longitud media se suelen emplear métodos convencionales y uso de explosivos, efectuando en estos casos, voladuras controladas y uniformes. Para túneles largos, aparte de los métodos convencionales, se suelen emplear tuneladoras.

En túneles largos, es posible emplear diversos sistemas de excavación y avance, dada la necesidad de efectuar diversas galerías y por ello, existen frentes de ataque con métodos diferentes y las medidas de seguridad respectivas que conllevan efectuar trabajos a relativa proximidad unos de otros.

3.7.3.2.2 Túneladoras.

Dentro de los procedimientos mecánicos de excavación de un túnel, el sistema de tuneladoras es el más moderno y el que evoluciona más rápidamente en comparación con los métodos convencionales de excavación.

Este sistema de excavación consiste en la utilización de máquinas denominadas tuneladoras, conocidas habitualmente por las siglas en inglés T.B.M. (Tunnel Boring Machine), en tanto que son capaces por sí solas de excavar el túnel a sección completa (en general la sección de la excavación es circular) a la vez que colaboran en la colocación de un sostenimiento provisional o definitivo para garantizar la estabilidad de la excavación y además retiran los escombros. La máquina avanza dejando detrás de sí el túnel terminado.

El empleo de tuneladoras mejora la seguridad. Esto no significa que se esté exento de riesgos puesto que incluso aún las T.B.M., una construcción de túneles es una obra dinámica, en la que siempre ocurren imprevistos, sin embargo, el nivel de seguridad para el personal es claramente superior al método convencional.

En cuanto a sus inconvenientes, hay que tener en cuenta que se está ante una máquina de alto costo y que es un prototipo diseñado para responder a las necesidades de un terreno de características determinadas. Una inadecuada elección o mal diseño de la tuneladora o un equipo humano no especializado en su manejo supondrán un fracaso en su correcta utilización, puesto que una vez comenzada la obra, no se pueden realizar cambios en la máquina.

En caso de atrapamiento, los trabajos de liberación son lentos, difíciles, peligrosos, y provocan paradas durante meses. Esta situación puede suponer, en algunos casos, un costo tan elevado que hace que el sistema deje de presentar ventajas. Por tanto, la versatilidad de las máquinas debe tenerse en cuenta en el momento de elegir las.

Para hacer una selección correcta de la tuneladora, resulta imprescindible tener un conocimiento preciso y a tiempo de las características del terreno que debemos atravesar para una definición correcta de dicho terreno. De tal modo que podamos establecer todas las medidas que prevengan la aparición de tipos de suelos imprevistos y evitar peligros que afecten tanto al equipo humano como a los medios técnicos.

Durante la ejecución de la obra y su terminación, se pueden presentar riesgos, por lo que en el estudio del terreno se deben tener en cuenta factores como:

- ✓ Posibilidad de asentamiento del terreno que puedan suponer un colapso del túnel, por lo que se intentará siempre que por encima del túnel haya suficiente cobertura.
- ✓ Posibilidad de presencia de agua que pueda suponer problemas en la excavación, tales como derrumbes.
- ✓ Pérdida de terreno que hace que en ocasiones aparezcan chimeneas.
- ✓ Bloqueo de la tuneladora en el terreno.
- ✓ La dureza y abrasividad de las rocas se traducen en una reducción importante del rendimiento y un aumento considerable del mantenimiento de la máquina; por ejemplo, el cambio de los discos de corte que, debido a la abrasión del terreno, se desgastan con mayor facilidad. Y como consecuencia de ello puede pasar que el procedimiento deje de ser económicamente rentable o incluso

resulte inviable. En estos casos, los niveles de polvo pueden ser elevados por lo que la máquina ha de estar diseñada para esta contingencia.

- ✓ Presencia de gases.
- ✓ Posibilidad de que se produzca un incendio. Este riesgo se incrementa en túneles de gran longitud, y puede disminuir, sobre todo si se van construyendo a la vez las necesarias vías de emergencia.

En resumen, es una maquinaria muy adecuada para túneles de considerable longitud por su elevado rendimiento aunque a un costo también elevado.

3.7.3.3 Según el diseño y la planificación del túnel.

Al ser los túneles obras longitudinales situadas generalmente a considerable profundidad, la incertidumbre de las condiciones geológicas es muy superior a la mayoría de los proyectos de ingeniería.

Esta incertidumbre ha sido la causa de numerosos problemas en la construcción de túneles, cuyas consecuencias han llegado a representar graves retrasos e importantes sobrecostos, situación que se ha presentado con excesiva frecuencia. Las técnicas de prospección se han desarrollado considerablemente, pero los principios siguen siendo los mismos en cuanto a la ineludible necesidad de conocer lo más detalladamente posible las condiciones geológicas en las que se emplazará el túnel.

Los riesgos y dificultades más importantes que se derivan de errores en la concepción y diseño de un túnel podemos enumerarlos:

- ✓ Trazo más desfavorable bajo el punto de vista geológico. Elección de zonas inadecuadas para la construcción del portal y accesos.
- ✓ Identificación de los principales condicionantes geológicos que pudieran incidir decisoriamente en la viabilidad técnica y costo del túnel (puntos singulares).
- ✓ Tipos de terreno (litología y petrología). Fallas de considerable magnitud que puedan impedir la ejecución del túnel.
- ✓ Filtraciones y afloramientos en el interior del túnel.
- ✓ Propiedades y comportamiento geomecánicas del macizo rocoso. Dureza demasiado elevada para el tipo de excavación previsto, o al revés, insuficiencia de los sostenimientos previstos.

Todo ello puede incidir en los aspectos básicos que suelen ser la seguridad del personal y el costo final de la obra. No puede obviarse que en caso de dificultades constructivas, hay momentos en los que se suelen pasar ciertos riesgos laborales a causa de la necesidad inmediata de llevar a cabo actuaciones de urgencia para los que no se tienen los medios necesarios, siendo ésta la causa de incidencias desafortunadas.

3.7.3.4 Sísmicos y por deslizamiento.

Los sismos pueden originarse por distintos fenómenos: movimientos tectónicos, erupciones volcánicas, impacto de meteoritos, etc. Entre los principales riesgos que pueden afectar a una obra en construcción podemos citar:

- ✓ Túneles: en este caso, el riesgo más importante se concentra en los portales, especialmente cuando están en fase constructiva. El túnel en sí ya construido, suele ser una zona especialmente segura
- ✓ Destrucción de construcciones públicas: Roturas de presas, carreteras, puentes y otros.

- ✓ Incendios producidos como consecuencia de la ruptura de las conducciones de gas y cables eléctricos.
- ✓ Ruptura de conductos de agua provocando inundaciones.
- ✓ Inestabilidad del terreno provocando corrimientos de tierra en laderas, apertura de grietas, etc., siendo uno de los riesgos más importantes.
- ✓ Tsunami: Olas gigantescas producidas con posterioridad a la ocurrencia de un sismo con el epicentro en el fondo marino y que al llegar a las costas provocan efectos devastadores.
- ✓ Modificaciones en el terreno que provocan variación de los acuíferos y desviación de los cauces de los ríos.
- ✓ Oscilación de agua en los lagos, presas o bahías. El balanceo del agua, con altura de varios metros provocado por las ondas sísmicas, puede provocar el barrido de las orillas o el rebosamiento de los pantanos.

Planificación y predicción de los riesgos sísmicos

No existen medidas que impidan la ocurrencia de terremotos, salvo de aquellos causados por la actividad humana.

Se vienen desarrollando diversas metodologías con el propósito de predecir en magnitud y temporalidad, sin embargo hasta la actualidad no ha sido posible determinar con precisión la ocurrencia de un sismo, por lo que es necesario desarrollar medidas para mitigar los efectos devastadores de un terremoto, teniendo en cuenta que los grandes terremotos se suelen repetir a intervalos más o menos regulares.

Hay una serie de fenómenos que pueden ayudar a predecir la ocurrencia de sismos:

- ✓ La detección de pequeños temblores que preceden a grandes terremotos, con la formación de grietas.
- ✓ Aumento de volumen de las rocas justo antes de romperse.
- ✓ Variaciones en la conductividad eléctrica de las rocas, disminuye al principio debido a la fracturación de las rocas y luego aumenta por el agua contenida en la roca.

3.7.3.5 Glaciológico y por deslizamiento.

Los deslizamientos glaciológicos pueden originarse por las acciones sísmicas: movimientos tectónicos, erupciones volcánicas, explosiones nucleares, impacto de meteoritos, etc. y por acciones generadas por el hombre: aplicación de explosivos, y otros. Entre los principales riesgos que pueden afectar una obra en construcción podemos citar:

- ✓ Túneles: en este caso, el riesgo más importante se concentra en los portales, especialmente cuando están en fase constructiva. El túnel en sí ya construido, suele ser una zona especialmente segura.

3.7.3.6 Hidrogeológico.

Los riesgos hidrogeológicos pueden originarse por los acuíferos que afecten a la excavación. Entre los principales riesgos y que puedan afectar a una obra en construcción podemos citar:

- ✓ Túneles: en este caso, el riesgo más importante se concentra en el interior, especialmente cuando están en fase constructiva. El túnel en sí ya construido, suele ser una zona no segura.

CAPÍTULO IV CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Y DISEÑO EMPÍRICO

4.1 GENERALIDADES.

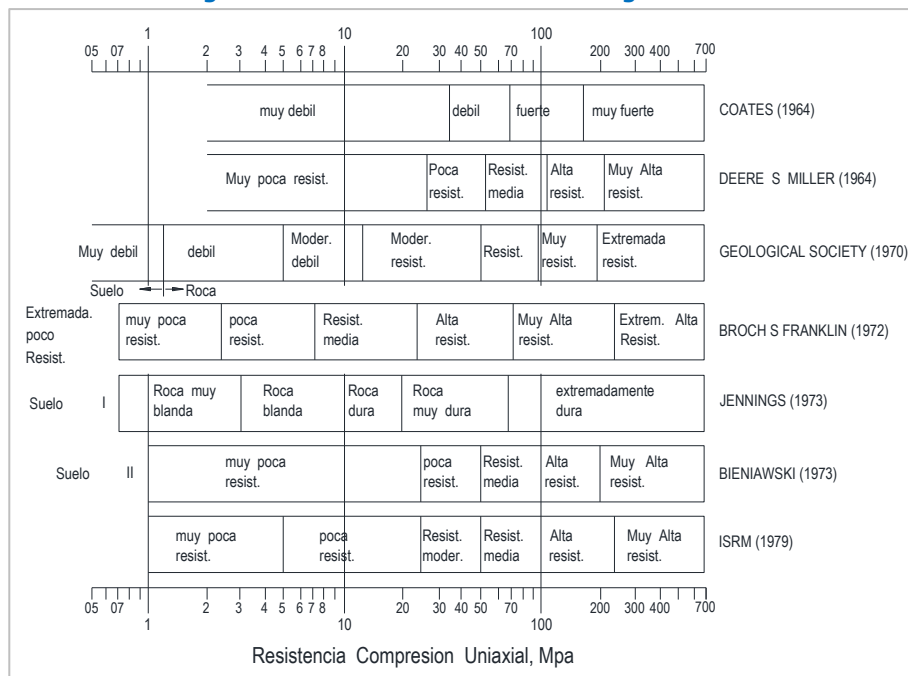
Se acepta que fue Terzaghi (1946) quien propuso la primera clasificación del terreno orientada a la construcción de túneles. Sus datos provenían de túneles sostenidos fundamentalmente por cerchas metálicas. A partir de los años 50 fue generalizándose la utilización de pernos de anclaje y el concreto proyectados en la construcción de túneles para usos civiles. La clasificación de Lauffer de 1958 refleja perfectamente el uso combinado de cerchas, pernos de anclaje y concreto proyectado en la construcción de túneles en roca. Esta clasificación está, por otra parte, muy vinculada al surgimiento del Nuevo Método Austriaco (NATM) en el centro de Europa. Su utilización requiere, sin embargo, la experiencia directa en obra y es poco práctica en las fases de proyecto y anteproyecto.

Las que podemos denominar clasificaciones modernas (Sistema RMR (Bieniawski) y Q (Barton)) intentan un mayor grado de objetividad. Se trata en los dos casos de combinar atributos del macizo rocoso (de tipo geológico, geométrico y tensional) en un número único relacionado con la calidad global de la roca. A su vez, este número permite, a través de la experiencia recogida en su utilización en casos reales, la definición de un sostenimiento del túnel y la estimación de otros parámetros o datos de interés (resistencia del macizo rocoso, tiempo de estabilidad de una excavación no sostenida, etc.).

Las clasificaciones geomecánicas están adaptadas a los macizos rocosos (como contraposición a los suelos). La transición suelo-roca es siempre difusa. El término roca blanda bastante generalizado, define esta transición. La resistencia a compresión simple, de la roca intacta proporciona un criterio, utilizado por muchos autores, para clasificar la roca. Los criterios son dispares pero en general se acepta que resistencias inferiores a 1 MPa son ya típicas de los suelos.

En este capítulo se describen las clasificaciones antiguas, las que podemos denominar modernas, se exponen las recomendaciones de todas ellas para el sostenimiento de túneles y se mencionan las críticas que han recibido. A lo largo del tiempo, alguna de estas clasificaciones ha recibido pequeños cambios en algún aspecto. Las descripciones y tablas que aquí se recogen corresponden aproximadamente a las versiones en uso a finales de los 80. Las clasificaciones de Bieniawski (RMR) y Barton (Q) son de los años 1973 y 1974 respectivamente y el resto fueron propuestas en fechas anteriores.

Figura 4.1 istintas clasificaciones según autor



4.2 CLASIFICACIONES ANTIGUAS.

Se destacan las clasificaciones geomecánicas, por la importancia que tuvieron en su momento, ya hoy en día son poco utilizadas.

4.2.1 TERZAGHI.

Karl Terzaghi clasifica el terreno en diez categorías y proporciona la "carga de roca" o tensión vertical que soportarían las cerchas de sostenimiento de un túnel construido por procedimientos tradicionales. Refleja la práctica habitual de los años 1930-1970 en Norteamérica. La clasificación original fue modificada por Deere al (1970).

Crítica: Inadecuada cuando se utilizan las técnicas modernas de construcción de túneles en roca que hacen uso intensivo de concreto proyectado y pernos de anclaje. La clasificación de la roca es poco objetiva.

Figura 4.2 Esquema de cálculo según terzaghi

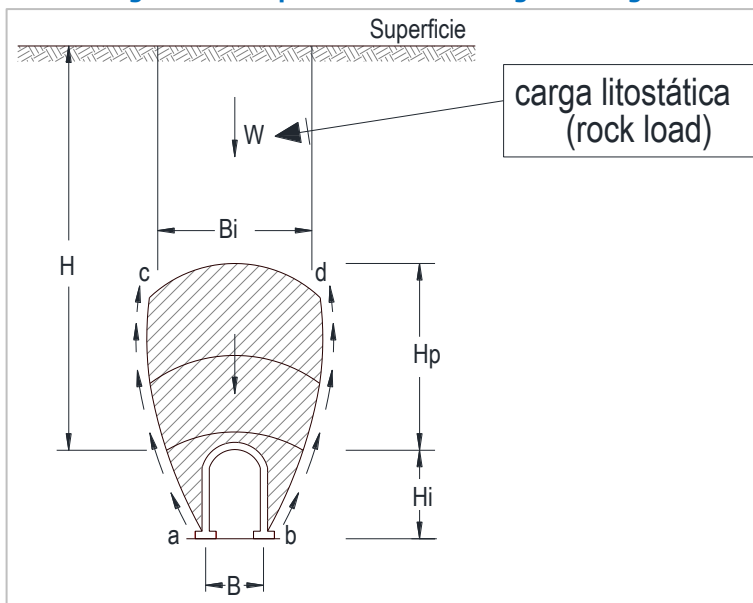


Tabla 4.1 Cargas para dimensionar el sostenimiento clasificación de TERZAGHI - clasificación modificada por DEERE et al (1970) sobre la de TERZAGHI

Distancia Fracturas (cm)	RQD (%)	Condición de la roca	Carga Roca, H_p		Nota
			Inicial	Final	
50	98	1. Dura e intacta	0	0	Sin presión lateral en general cambios erráticos de punto a punto
		2. Dura estratificada o esquistosa	0	0.25B	
	95	3. Masiva, juntas moderadas	0	0.25B	
			0	0.25B a 0.35C	
	90	4. Bloques moderados	0	0.25B a 0.35C	
		5. Bloques y rota	0 a 0.6C	0.35C a 1.1C	
	75	6. Completamente rota		1.1C	
				1.1C	
	50	7. Gravas y arenas	0.54C a 1.2C	0.25B a 0.35C	
			0.94C a 1.2C	1.08C a 1.38C	
20	98	8. Comprimida, profundidad moderada		1.1C a 2.1C	Densa presión lateral $Ph = 0.3 \times r \times (0.5 \cdot H_i + H_p)$ Débil
				2.1C a 4.5C	
	25	9. Comprimida, gran profundidad		2.1C a 4.5C	
				2.1C a 4.5C	
5	10	10. Hinchada		hasta 250 ft	Uso de sostenimiento circular En casos extremos, apoyos deformables
				hasta 250 ft	

Nota: 1 Para clases de roca 4, 5, 6, 7 cuando esté por encima del nivel freático, reducir el 50% carga
2 B es el ancho del túnel, $C = B + H_i$ (altura del túnel)
3 : y Densidad del terreno

Tabla 4.2 Sostenimiento según TERZAGHI

Cargas sobre el revestimiento de un túnel según Terzaghi

Carga Hp en metros de roca sobre el techo del revestimiento en túneles con anchura B (m) y altura Ht (m) profundidad superior a 1.5 (B+Ht) (1)

Cargas sobre el revestimiento de un túnel según Terzaghi		
Carga Hp en metros de roca sobre el techo del revestimiento en túneles con anchura B(m) y altura Ht (m) a profundidad superior a 1,5 (B+Ht)(1)		
CONDICIONES DE LA ROCA	PESO DE ROCA Hp (m)	OBSERVACIONES
1. Dura e intacta	Cero	Revestimiento ligero, necesario sólo en caso de fenómenos de descompresión
2. Dura estratificada o esquistosa (2)	$O - 0.5 B$	Revestimiento ligero
3. Masiva, moderadamente fracturada	$O - 0.25 B$	La carga puede cambiar erráticamente de un punto a otro
4. Moderadamente fracturada en bloques o fisurada	$0.25 - B \text{ a } 0.35 - (B+H_t)$	Sin presión lateral
5. Muy fracturada en bloques o fisurada	$(0.35 - B \text{ a } 1.10) - (B+H_t)$	Pequeña o nula presión
6. Completamente machacada pero químicamente intacta	$1.10 - (B+H_t)$	Considerable presión lateral. El efecto erosivo de las filtraciones de agua hacia la parte baja del túnel requiere o soportes continuos para la parte baja de las cerchas, o soportes circulares
7. Roca fluente, profundidad moderada	$(1.10 \text{ a } 2.10) - (B+H_t)$	Frecuentes presiones laterales, se requieren contrabóveda, cerchas circulares recomendables
8. Roca fluente, gran profundidad	$(2.10 \text{ a } 4.50) - (B+H_t)$	
9. Roca expansiva	Hasta 75 m. Independientemente del valor (B+Ht)	Requiere cerchas circulares. En casos extremos usar soportes deslizantes.

Rose en 1982 modificó la clasificación de Terzaghi, incorporando el factor RQD en la clasificación de los terrenos y en la selección final de sostenimiento teniendo presente también el concreto lanzado y los pernos de anclaje.

Tabla 4.3 Sostenimiento según rose - TERZAGHI

Cargas sobre el revestimiento de un túnel según Terzaghi

Modificado posteriormente por Rose, 1982

CONDICIONES DE LA ROCA	PESO DE ROCA Hp (m)	RQD	OBSERVACIONES
1. Dura e intacta	0	95-100	Revestimiento ligero, necesario solo en caso de fenómeno de descompresión
2. Dura estratificada o esquistosa (2)	$0-0.5 B$	90-99	Revestimiento ligero
3. Masiva moderadamente fracturada	$0-0.25 B$	85-95	La carga puede cambiar erráticamente de un punto a otro
4. Moderadamente fracturada en bloques o fisurada	$(0.25 B \text{ a } 0.35) (B + H_t)$	75-85	Sin presión lateral
5. Muy fracturada en bloques o fisurada	$(0.35 B \text{ a } 1.10) (B + H_t)$	30-75	Pequeña o nula presión lateral
6. Completamente machacada pero químicamente intacta	$1.10 (B + H_t)$	3-30	Considerable presión lateral. El efecto erosivo de las filtraciones de agua hacia la parte baja del túnel requiere o soportes continuos para la parte baja de las cerchas o soportes circulares
7. Roca, fluente, profundidad moderada	$(1.10 \text{ a } 2.10) (B + H_t)$	No aplicable	Fueres presiones laterales se requieren contrabóvedas cerchas circulares recomendables
8. Roca fluente, gran profundidad	$(2.10 \text{ a } 4.50) (B + H_t)$	No aplicable	
9. Roca expansiva	Hasta 70 m. Independientemente del valor (B + Ht)	No aplicable	Requiere cerchas circulares en casos extremos usar soportes deslizantes

4.2.2 LAUFFER.

Lauffer basa su clasificación con la introducción de dos conceptos nuevos hasta la fecha, como son el concepto de tiempo de estabilidad de la excavación sin sostenimiento y tiempo de estabilidad del pase de excavación. En base a estos dos conceptos establece una división de 7 tipos de terreno a los cuales les aplica un sostenimiento determinado.

Figura 4.3 Esquema de cálculo según LAUFFER

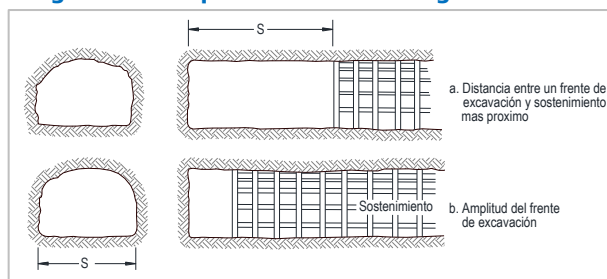


Tabla 4.4 Tipo de roca LAUFFER

CLASE	TIPO DE ROCA	CALIDAD DEL TERRENO
A	Roca sana	Muy bueno
B	Roca sana, compacta fracturada	Bueno
C	Roca bastante fracturada o algo alterada	Medio
D	Roca muy fracturada o bastante alterada o blanda	Mediocre
E	Roca triturada o muy alterada, conjuntos rellenos de milonito Roca muy blanda. Terrenos arcillosos con fuertes empujes.	Malo
F	Características análogas a los suelos	Muy difícil, requiere Métodos especiales
G		

En esta clasificación el macizo rocoso no se clasifica según características geológicas, sino en base a su respuesta frente a la excavación. A partir de los estudios de Lauffer, en años posteriores se sentaron las bases del llamado NMA (Nuevo Método Austriaco) ideado por Rabcewicz y Müller.

Tabla 4.5 Tiempo de estabilidad de la excavación vs longitud libre

CLASE	DESCRIPCIÓN	SOSTENIMIENTO	LONGITUD LIBRE L	TIEMPO DE ESTABILIDAD T	OBSERVACIONES
A	SANA	-	4.00	20 AÑOS	Terreno muy bueno Una excavación no revestida con luz libre de 12,0 m. permanece estable durante varios años
B	ALGO FRACTURADA	DE TECHO	4.00	6 MESES	Terreno bueno
C	FRACTURADA	DE TECHO	3.00	1 SEMANA	Terreno medio
D	FRIABLE	CERCHAS LIGERAS	1.50	5 HORAS	Terrenos mediocres Rocas blandas
E	MUY FRIABLE	CERCHAS PESADAS	0.80	20 MINUTOS	Terreno malo Roca blanda de débil cohesión Terrenos arcillosos con fuertes empujes
F	DE EMPUJE INMEDIATO	PESADO Y DE FRENTE	0.40	2 MINUTOS	Se consideran muy difíciles y necesitan métodos especiales para ser atravesados por un túnel como inyecciones, congelación uso de escudos, etc.
G	DE EMPUJE INMEDIATO FUERTE	PESADO Y DE FRENTE	0.15	10 SEGUNDOS	

La roca no se clasifica a partir de datos geológicos o geotécnicos sino a partir de su respuesta frente a la construcción de una excavación subterránea.

Requiere una experiencia previa o datos de la propia excavación. A partir de esta clasificación, Rabcewicz y Müller sintetizaron los métodos de excavación y sostenimiento de acuerdo con su experiencia en la aplicación del NATM.

Crítica: La clasificación no responde a datos objetivos de los macizos rocosos. Difícilmente utilizable en la fase de proyecto. Parece excesivamente conservadora (Barton, 1988).

Tabla 4.6 Clasificación RABCEWIC, MÜLLER

CUADRO ESQUEMATICO DE LOS TIPOS DE REVESTIMIENTO: NUEVO M.L. JOJO AUSTRIACO (RABCEWIC, MÜLLER)
(SEGUN LA CLASIFICACION DE TERRENOS DE LAUFFER)

CLASES DE LAUFFER: A - B		C	C - D	D	E - F	F	G
LONGITUD DE AVANCE	CUALQUIERA	2,00 a 3,00 m	1,50 a 2,00 m	1,00 a 1,50 m	0,50 a 0,80 m	0,30 m	OTROS METODOS:
ARRANQUE	EXPLOSIVO (CUALQUIERA MENOR CARGA QUE LA QUE SE USA PARA NO DAÑAR EL TERRENO)	EXPLOSIVO (MENOR CARGA QUE LA QUE SE USA PARA NO DAÑAR EL TERRENO) NA A TRAMOS MECANICO	EXPLOSIVO (CARGA MEJOR QUE LA QUE SE USA PARA NO DAÑAR EL TERRENO) NA A TRAMOS MECANICO	EXPLOSIVO (A MENOR SECCION MECANICA) NA A TRAMOS MECANICO	MECANICO	MECANICO	INYECCIONES, CONSOLIDACION, TRAMPAS, ETC.
CERCHAS	NO	1 CADA 300 m (T.H. 21 Kg/m)	1 CADA 1,5 a 2,00 m (T.H. 21 Kg/m)	1 CADA 1,00 a 1,50 m (T.H. 21 Kg/m)	1 CADA 0,50 a 0,80 m (T.H. 29 Kg/m)	1 CADA 0,30 m (T.H. 29 Kg/m)	TRAMPAS, ETC.
MALLAZO 15 x 15	NO	1 CAPA Ø 6 mm.	2 CAPAS Ø 6 mm.	2 CAPAS Ø 6 mm.	2 CAPAS Ø 6 mm.	2 CAPAS Ø 6 mm.	LOS: ARENAS CON AGUA, ETC.)
HORMIGON PROYECTADO	100% SELLADO DE 4550 cm + 1 CAPA (100 cm)	100% SELLADO DE 4550 cm + 2 CAPAS DE 8 cm.	100% SELLADO DE 4550 cm + 2 CAPAS DE 8 cm.	100% SELLADO DE 4550 cm + 2 CAPAS DE 8 cm.	100% SELLADO DE 4550 cm + 2 CAPAS DE 10 cm.	100% SELLADO DE 4550 cm + 2 CAPAS DE 12 cm.	
BOVEDA	NO	3 EN LAS CERCHAS + 4 ENTRE LAS CERCHAS (COSER LIROS)	3 EN LAS CERCHAS + 4 ENTRE LAS CERCHAS (COSER LIROS)	3 EN LAS CERCHAS + 4 ENTRE LAS CERCHAS (COSER LIROS)	3 EN LAS CERCHAS + 4 ENTRE LAS CERCHAS (COSER LIROS)	3 EN LAS CERCHAS + 4 ENTRE LAS CERCHAS (COSER LIROS)	
HASTIALES	NO	2 EN LAS CERCHAS (Ø 4 cm)	2 EN LAS CERCHAS (Ø 4 cm)	2 EN LAS CERCHAS (Ø 4 cm)	2 EN LAS CERCHAS (Ø 4 cm)	2 EN LAS CERCHAS (Ø 4 cm)	
PROTECCION DEL FRENTE	NO	NO	NO	NO	NO	NO	
CONTRABOVEDA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	
ELEMENTOS ESPECIALES EN MEDIA SECCION.	NO	NO	NO	NO	NO	NO	
PERFIL TRANSVERSAL Y FASES DE TRABAJO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	
SECCION DESARROLLADA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	
PERFIL LONGITUDINAL	NO	NO	NO	NO	NO	NO	
OBSERVACIONES	NO	NO	NO	NO	NO	NO	

4.2.3 DEERE ET

Deere introduce el índice RQD, como un índice que permite estimar el grado de fracturación del macizo, como una clasificación geomecánica y poder relacionar un sostenimiento en la ejecución de túneles.

A partir de la definición del índice de calidad de roca RQD propuesto por Deere en 1964, se propone una simple clasificación de la calidad de la roca en 5 categorías. La definición de RQD, la clasificación de la roca, la relación entre el "Factor de Carga" de Terzaghi y RQD (propuesta por Cording, 1972) y la propuesta de Merrit (1972) para decidir el tipo de sostenimiento en función del RQD.

Deere (1970) hicieron una serie de recomendaciones para el sostenimiento de túneles en función del RQD. La novedad de esta propuesta es que introducen como método alternativo al tradicional (explosivos) la utilización de máquinas tuneladoras o topes (TBM).

Tabla 4.7 Relaciona el RQD-método excavación-sistemas de soporte alternativo

Calidad Roca	Método excavación	Alternativas de sostenimiento		
		Cerchas	Pernos	Concreto proyectado
Excelente RQD>90	Rozadora	No puntualmente carga (0 – 0.2) B	No puntualmente	No aplicación local
	Convencional	No puntualmente carga (0 – 0.3) B	No puntualmente	No aplicación local espesor de 5 – 7,5cm
Buena 75<RQD<90	Rozadora	Puntualmente, ligera separación 1.5 – 2.0m carga (0 – 0.4) B	Ocasional separación 1.5 – 2.0m	No ocasional espesor de 5 – 7,5cm
	Convencional	Ligera separación 1.5 – 2.0m carga (0.3 – 0.6) B	Ocasional separación 1.5 – 2.0m	Ocasional espesor 5 – 7.5cm
Regular 50<RQD<75	Rozadora	Ligera – media, separación 1.5 – 2.0m carga (0.4 – 1.0) B	Separación 1.2 – 2.0m	De 5 a 10 cm en clave
	Convencional	Ligera – media, separación 1.2 – 1.5m carga (0.6 – 1.3) B	Separación 0.9 – 1.5m	> 10 cm en clave y laterales
Mala 50<RQD<75	Rozadora	Media circular, separación 0.9 – 1.5m carga (1.0 – 1.6) B	Separación 0.9 – 1.5m	10 a 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con pernos)
	Convencional	Media circular, separación 0.6 – 1.2m carga (1.3 – 2.0) B	Separación 0.6 – 1.2m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con pernos)
Muy malo RQD<25 (exc. Swelling/squeezing)	Rozadora	Media pesada circular cada 0.6m carga (1.6 – 2.2) B	Separación 0.6 – 1.2m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con cerchas medias)
	Convencional	Media pesada circular cada 0,6m carga (2.0 – 2.8) B	Separación 0.9m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con cerchas media - pesadas)
Muy malo RQD<25 Swelling/squeezing	Rozadora	Muy pesada. Circulares cada 0,6m carga hasta 10 B	Separación 0.6 – 0.9m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con cerchas pesadas)
	Convencional	Muy pesada. Circulares cada 0,6m carga hasta 10 B	Separación 0.6 – 0.9m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con cerchas pesadas)

El RQD se obtiene como el porcentaje de testigo mayor de 10 cm recuperado en un sondeo en un metro de longitud. De esta manera Deere establece una división de 5 clases de terreno según el grado de fracturación, tal como establece la tabla siguiente:

Tabla 4.8 Índice de calidad RQD %

Índice de Calidad R.Q.D. (%)	Calidad
0 - 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

Crítica: El índice RQD forma parte de otros sistemas más elaborados de clasificación (RMR, Q) pero en sí mismo es insuficiente para describir el macizo rocoso. No tiene en cuenta, por ejemplo, la influencia del relleno de juntas, ni su orientación, ni la presencia de agua o su presión. Por otra parte, en "rocas blandas" masivas el RQD puede aproximarse a 100, aunque la calidad de la roca sea mediocre de cara a la construcción de túneles.

4.2.4 RSR

Esta clasificación fue desarrollada por Withman en 1972 e introduce por primera vez datos cuantitativos, intentando obviar datos subjetivos basados en la experiencia previa del terreno. El índice de calidad del macizo se obtiene mediante la puntuación de 3 parámetros (A+B+C).

Se calculaba sumando tres contribuciones (A, B y C) relacionados con aspectos geológicos generales (A), fracturación y dirección del avance (B) y condiciones de agua y de las juntas (C).

Con la suma de los tres parámetros, que varía entre 0-100, se obtiene un índice resultante RSR que relaciona un sostenimiento, orientado básicamente en el soporte con cerchas y un dimensionado del túnel.

La importancia del sistema, (RSR) tiene el objetivo de obtener un valor numérico equivalente a $RSR = A + B + C$.

Parámetro A, Geología: Aproximación general de la geología estructural sobre la base de:

- Origen del tipo de roca (ígneas, metamórficas, sedimentarias)
- Calidad de la roca (duro, medio, blando y descompuesto)
- Estructural Geológica (masivo, ligeramente, moderado, intenso).

Parámetro B, Geometría: Efectos del patrón de discontinuidades con respecto a la dirección del túnel, determinado sobre la base de:

- Separación entre juntas.
- Orientación de las juntas (rumbo y buzamiento).
- Dirección del Túnel.

Parámetro C: Efecto del flujo del agua subterránea y las condiciones de las juntas sobre la base de:

- Calidad total de la roca sobre la base de A y B combinadas
- Condiciones de las juntas (buena, regular, mala).

c. Cantidad de flujo de agua (en litros por minuto por 100 m de túnel).

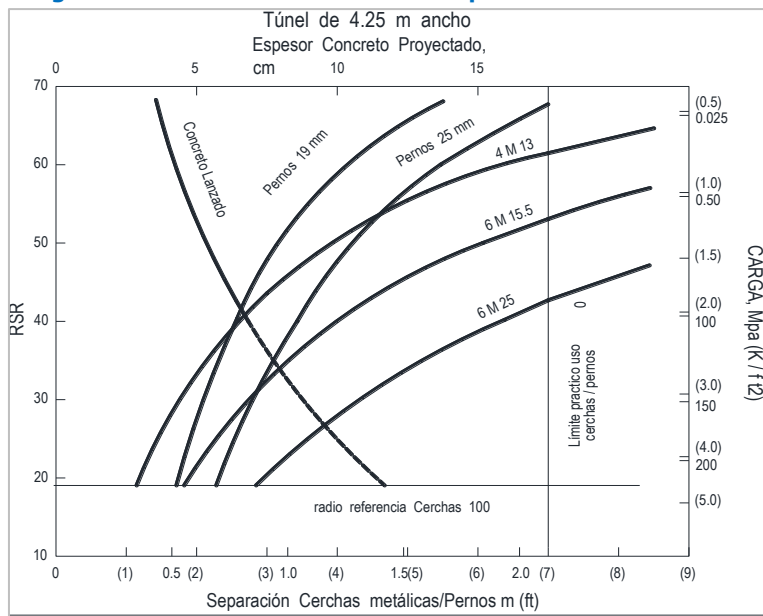
Tabla 4.9 Índice y las recomendaciones para el sostenimiento

	Tipo roca				Estructura geológica (fallas)			
	Duro	Medio	Blando	Descompuesto	Masivo	Ligeramente	Moderado	Intenso
Ígnea	1	2	3	4				
Metamórfica	1	2	3	4				
Sedimentaria	2	3	4	4				
Tipo 1					30	22	15	9
Tipo 2					27	20	13	8
Tipo 3					24	18	12	7
Tipo 4					19	15	10	6

Valoración de la presencia de juntas respecto a la dirección del túnel		Ortogonal al eje del túnel					Paralelo al eje del túnel		
		Dirección del túnel respecto del Buzamiento							
		Ambos			Ambos				
Separación media entre juntas		profundidad junta principal							
		Plano	Inclinado	Vertical	Inclinado	Vertical	Plano	Inclinado	Vertical
1 Juntas muy próximas	<5 cm	9	11	13	10	12	9	9	7
2	5-15 cm	13	16	19	17	17	14	14	11
3	15-30 cm	23	24	28	22	22	23	23	19
4	30-60 cm	30	32	36	28	28	30	28	24
5	60 cm-1.2 m	36	38	40	35	35	36	34	28
6 Masivo	>1.2 m	40	43	45	40	40	40	36	34
Inclinación juntas	Plano	0-20°							
	Inclinado	20-50°							
	Vertical	50-90°							

Evaluación entrada de agua en la excavación		Suma de parámetros A + B					
		13 a 44			45 a 75		
		Buena	Regular	Mala	Buena	Regular	Mala
	(l/pm/cada 100m)						
Sin agua		22	18	12	25	22	18
Poca	< 250 l/pm	19	15	9	23	19	14
Moderado		15	11	7	21	16	12
Mucha	> 1.000 l/pm	10	8	5	18	14	10
Condición de la junta		Buena	Cerrado / cementada				
		Regular	Ligeramente abierta / alterada				
		Mala	Muy alterada / abierta				

Figura 4.4 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR



4.3 CLASIFICACIONES MODERNAS.

4.3.1 CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI (RMR).

El sistema de clasificación RMR es desarrollado por Bieniawski en 1973, en base a toda una experiencia acumulada en túneles mineros en Sudáfrica. Quizás la más extendida por su amplia aplicación a todo tipo de macizos rocosos, exceptuando en rocas expansivas y fluyentes.

Ha sido modificada y adaptada en sucesivas revisiones, siendo la actual y la que se desarrollará a continuación la clasificación de 1989.

El índice RMR evalúa la calidad del macizo rocoso a partir de los parámetros siguientes:

1. Resistencia a compresión simple de la roca matriz
2. Índice RQD
3. Separación de las diaclasas
4. Estado de las discontinuidades
5. Presencia de agua
6. Orientación de las discontinuidades respecto al eje

Con los primeros cinco parámetros se obtiene una puntuación que oscila entre 0-100 puntos que establece el índice RMR básico, normalmente en fase de proyecto.

El parámetro 6 de orientación de discontinuidades es un factor de corrección que en caso de túneles, ya que el RMR puede aplicarse también a taludes y cimentaciones, es de 12 como máximo. Cuando se tiene en cuenta el factor de corrección se habla de un RMR corregido, normalmente en fase de obra.

Mediante las tablas que se presentan, se establece un índice RMR, que determina la calidad del macizo rocoso, estableciendo así una clasificación de 5 clases de macizo rocoso.

Bieniawsky también relaciona un tiempo de estabilidad sin sostenimiento y su longitud, con una cohesión estimada del macizo rocoso y un ángulo de rozamiento asociado. Siendo también posible establecer relación con el módulo de deformación del macizo rocoso.

Obtenida una clasificación del macizo rocoso, se establecen unas recomendaciones de pases máximos de excavación y sostenimiento mediante cerchas metálicas, pernos de anclaje y concreto lanzado.

A continuación se presentan las siguientes tablas, donde se recogen los diferentes parámetros a aplicar en cada caso.

**Tabla 4.10 Parámetros de clasificación geomecanica RMR
(Bieniawski 1989)**

1	Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
2	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
	RQD (%)		90-100	75-90	50 - 75	25-50	< 25		
3	Puntuación		20	17	13	6	3		
	Separación de las distancias (m)		> 2	0.6-2	0.2-0.6	0.05-0.2	< 0.05		
4	Puntuación		20	15	10	8	5		
	Estado de las discontinuidades		Muy rugosas Discontinuas Sin separaciones Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes blandos	Espejos de falla o con relleno < 5 mm o abiertos 1-5 mm Diaclasas continuas	Relleno blando > 5 mm o abertura > 5 mm Diaclasas continuas		
4	Puntuación		30	25	20	10	0		
	Longitud de la discontinuidad (m)		< 1	1-3	3-10	10-20	> 20		
	Puntuación		6	4	2	1	0		
	Abertura (mm)		nada	< 0.1	0.1-1	1-5	> 5		
	Puntuación		6	5	3	1	0		
	Rugosidad		muy rugosa	rugosa	ligeramente rugosa	ondulada	suave		
	Puntuación		6	5	3	1	0		
	Relleno (mm)		ringuno	relleno duro < 5	relleno duro > 5	relleno blando < 5	relleno blando > 5		
	Puntuación		6	4	2	2	0		
	Alteración		inalterada	ligeramente alterada	moderadamente alterada	muy alterada	descompuesta		
5	Puntuación		6	5	3	1	0		
	Caudal por 10 m de túnel (l/min)		nulo	< 10	10-25	25-125	> 125		
	Presión de agua Tensión principal Mayor		0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
	Estado general		seco	ligeramente húmedo	húmedo	goteando	agua fluyendo		
5	Puntuación		15	10	7	4	0		

Correlación por la orientación de las discontinuidades

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz 45°-90°	Buz 20°-45°	Buz 45°-90°	Buz 20°-45°	Buz 45°-90°	Buz 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

Dirección y buzamiento		Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-5	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación y calidad en relación al índice RMR

Valoración RMR	Clase	Calidad	Tiempo de mantenimiento y longitud	Cohesión	Angulo de buzamiento
100-81	I	Muy buena	10 años con 15 m de vano	> 4 kg/cm ²	> 45°
80-61	II	Buena	6 meses con 8 m de vano	3-4 kg/cm ²	35°-45°
60-41	III	Media	1 semana con 5 m de vano	2-3 kg/cm ²	25°-35°
40-21	IV	Mala	10 horas con 2,5 m de vano	1-2 kg/cm ²	15°-25°
< 20	V	Muy mala	30 minutos con 1 m vano	< 1 kg/cm ²	< 15°

Figura 4.5 Correcciones según la orientación de la obra / discontinuidad

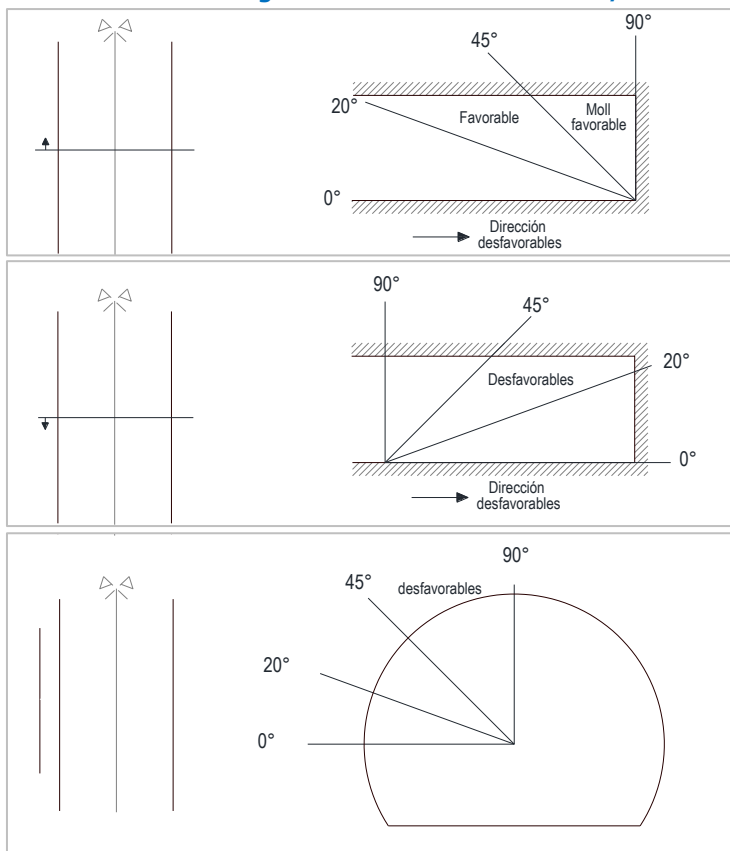


Tabla 4.11 Clasificación del macizo rocoso

CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	BULONADO	HORMIGÓN PROYECTADO	CERCHAS METÁLICAS
I Muy Buena RMR 81-100	Sección completa avances de 3 m.	Generalmente no requiere sostenimiento, a excepción de algún bulón ocasional		
II Buena RMR 61-80	Sección completa Avances de 1 a 15 m. Sostenimiento completo hasta 20 m de frente	Bulonado local en bóveda. L=2- 3 m. S=2-2.5 m con malla ocasional	0.05 m en bóveda Cuando resulte necesario	Ninguna
III Media RMR 41-60	Avance y destroza Avances de 1 a 3 m. Iniciar sostenimiento después de cada voladura. Sostenimiento completo hasta 10 m del frente.	Bulonado sistemático L=3-4 m. S=1.5 a 2 m. con malla en bóveda	0.05-0.10 m en bóveda. 0.03 m en hastiales	Ninguna
IV Mala RMR 21-40	Avance y destroza Avances de 1 a 15 m. Sostenimiento completo a medida que se excava	Bulonado sistemático L=4-5 m. S=1-1.5 m. con malla en bóveda y hastiales	0.10-0.15 m en bóveda. 0.10 m. en hastiales	Ligeras s=1.5 m.
V Muy malo RMR<20	Avance y destroza Avance de 0 a 1.5 m. Sostenimiento completo a medida que se excava. Hormigón proyectado tan pronto como sea posible después de la voladura	Bulonado sistemático (Incluso en solera) L=5-6 m. S=1-1.5 m. Con malla en bóveda y hastiales	0.15-0.20 m. en bóveda. 0.15 m en hastiales. Y 0.05 en frente	Medias o pesada S=0.75 m. Con chapa metálica y paraguas de ser necesario Contrabóveda

4.3.2 CLASIFICACIÓN DE BARTON (Q).

El sistema de clasificación geomecánicas de Barton conocido como la Q de Barton fue desarrollado por Barton, Lien y Lunde en 1974, aunque posteriormente se han ido realizando modificaciones y actualmente se utiliza una modificación del año 2000.

A modo similar al índice RMR, clasifica al macizo rocoso con el índice Q que oscila exponencialmente, a diferencia del RMR que es lineal, entre 0,001 y 1000.

Su fórmula es:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Donde

- J_n = índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo
- J_r = índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas
- J_a = índice que indica la alteración de las discontinuidades
- J_w = coeficiente reductor por la presencia de agua
- SRF = coeficiente dependiente del estado tensional existente

Donde el primer cociente refleja el tamaño de los bloques, el segundo cociente estima la resistencia al corte entre los bloques y cuñas y el tercer cociente la influencia tensional sobre el macizo rocoso.

En las siguientes tablas se presentan los valores y puntuaciones de los parámetros para poder calcular el índice Q.

Tabla 4.12 Parámetros de clasificación geomecánica q (barton, 2000)

CLASIFICACIÓN GEOMECAICA Q (Barton, 2000)		
Parámetro de la clasificación		
1. Calidad de testigo		
A	Muy mala	RQD (%)
B	Mala	0-25
C	Madia	25-50
D	Buena	50-75
E	Excelente	75-90
Nota:		
i) Cuando se obtienen valores RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q.		
ii) Los índices de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc. Tienen suficiente presión.		
2. Índice de diaclasado		
A	Roca masiva, sin diclasar o con fisuración escasa	J _n
B	Una familia de diaclasas	0.5-1.0
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	2
D	Dos familias de diaclasas	3
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	4
F	Tres familias de diaclasas	6
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	9
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	12
I	Roca triturada, terrosa	15
Nota:		
i) En las intersecciones de túneles se utiliza la expresión (3J _n).		
ii) En las bocas de los túneles se utiliza la expresión (2J _n).		
3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		
		J _r
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad		
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm.		
A	Diaclasas discontinuas.	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares.	3
C	Diaclasas onduladas, lisas.	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas.	1.5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares.	1.5
F	Diaclasas planas, lisas.	1
G	Diaclasas Planas, perfectamente lisas.	0.5
Nota:		
i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.		

H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.	1.0
I	Zona arenosa, de grava o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad.	1.0
Nota: i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice Jr, en una unidad ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor Jr = 0,5		

4. Índice de alteración de las discontinuidades		Φ _o	Ja
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimiento, impermeable, cuarzo	--	0.75
B	Planos de discontinuidad inalterado, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1.0
C	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Presenta minerales no reblandecibles partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	2.0
D	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3.0
E	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción, es decir caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc. Y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4.0
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	4.0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con relleno de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm)	16°-24°	6.0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, relleno de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm)	12°-16°	8.0
I	Relleno de arcilla expansiva, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores e inferiores a 5 mm). El valor de Ja depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8-12
C) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
J K L	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H y I para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6.8 o 8-12
M	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenas, con pequeñas fracciones de arcilla no reblandecible	--	5.0
N O P	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver G, H y I para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10,13 o 13-20
Nota: Los valores expresados para los parámetros Jr y Ja se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \approx \sigma_n \tan^{-1}(J_r/J_a)$)			

5. Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua (kg/cm ²)	Jw
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1.0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2.5	0.66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidad sin relleno	2.5-10	0.5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2.5-10	0.33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras decreciendo con el tiempo	> 10	0.2-2.1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0.1-0.05
Nota: i) Los valores de las clases C, D, E, y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor Jw ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

6. Condiciones tensionales de la roca		SRF
a) La zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de rocas a medida que la excavación del túnel va avanzando		
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta.	10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación ≤ 50 m)	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación > 50 m)	2.5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcilla), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7.5
E	Zona de fractura aislada en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación ≤ 50 m)	5.0
F	Zona de fractura aislada en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación > 50 m)	2.5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturadas, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5.0
Nota: i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20% -50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación		

b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_c/σ_1	σ_3/σ_c	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasa abierta	> 200	> 0.01	2.5
I	Tensiones media, condiciones tensionales favorables	200-10	0.01-0.3	1.0
J	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0.3-0.4	0.5-2
K	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0.5-0.65	5-50
L	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en roca masiva	3-2	0.65-1	50-200
M	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2	> 1	200-400

Nota:

i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta 0,75 σ_c si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomara el valor 0,5 σ_c .
Siendo σ_c la resistencia a compresión simple, σ_1/σ_3 las tenciones principales mayores y menores y σ_3 la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad.

ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H)

		σ_3/σ_c	SRF
N	Presión de deformación baja	1-5	5-10
O	Presión de deformación alta	> 5	10-20

Nota:

i) Los fenómenos de deformación o fluencia de roca suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh et al. 1992). La resistencia a compresión del macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: q (Mpa) $\approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$, donde γ es la densidad de la roca en g/cm³ (Singh, 1993).

		SRF
P	Presión de expansión baja	5-10
R	Presión de expansión alta	10-15

Tabla 4.13 Obtenido índice q se definen 9 categorías de macizos rocosos según su calidad:

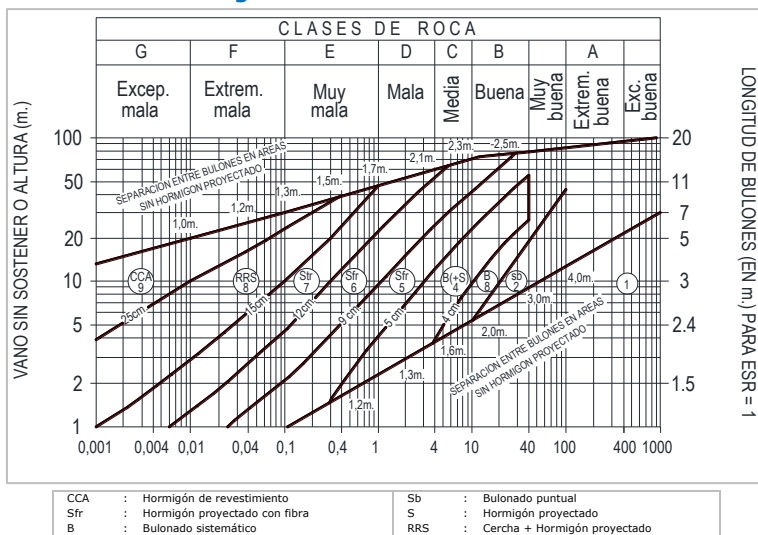
Tipo de macizo	Valor de Q
Excepcionalmente malo	0.001-0.01
Extremadamente malo	0.01-0.1
Muy malo	0.1-1
Malo	1-4
Medio	4-10
Bueno	10-40
Muy bueno	40-100
Extremadamente bueno	100-400
Excepcionalmente bueno	400-1000

El índice Q relaciona, conjuntamente con un nuevo parámetro que propone Barton, el sostenimiento a emplear. Para ello es necesario definir la dimensión equivalente, que resulta del cociente entre la dimensión mayor (pase excavado o altura) y el ESR, que se define en la siguiente tabla:

Tabla 4.14 Esr - barton 1992

TIPO DE EXCAVACIÓN			ESR
A	Labores mineras de carácter temporal		2-5
B	Pozos verticales	de sección vertical	2.5
		de sección cuadrada	2.0
C	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de presión), túneles-piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.		1.6-2.0
D	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles de carretera y ferrocarril secundario, túneles de servicio		1.2-1.3
E	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carretera y ferrocarril principales, refugios subterráneos de defensa civil, emboquilles e intersección de túneles		0.9-1.1
F	Centrales nucleares y cifras instalaciones subterráneas relacionadas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, gaseoductos		0.5-0.8

Figura 4.6 Esr - barton 1992



4.3.3 CORRELACIÓN ENTRE RMR Y Q.

Dada la implantación que tienen hoy en día los sistemas de clasificación de macizos rocosos RMR y Q, y su aplicación en gran cantidad de obras subterráneas con variadas condiciones de litologías, calidad de rocas, dimensiones o profundidad, se desarrollaron fórmulas comparativas de ambas clasificaciones.

El sistema desarrollado por Barton parece más completo, pero cabe decir que la orientación y el buzamiento de las discontinuidades no se tienen tan en cuenta como en el sistema RMR.

Desde su desarrollo en la década de los años 70, diferentes autores, en base a sus experiencias y estudios, desarrollaron fórmulas comparativas de las dos clasificaciones:

$RMR = 9 \ln Q + 44$	Bieniawski (1976)
$RMR = 13.5 \ln Q + 43$	Ruteledge (1978)
$RMR = 12.5 \ln Q + 55.2$	Moreno (1980)
$RMR = 10.53 \ln Q + 41.83$	Abad (1983)
$RMR = 15 \ln Q + 50$	Barton (1995)

4.3.4 CLASIFICACIÓN GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX).

Hoek desarrolla en 1992, el índice GSI como solución para poder estimar la disminución de resistencia que se produce en un macizo rocoso con diferentes condiciones geológicas.

A diferencia de otras clasificaciones geomecánicas anteriores, el índice GSI, tiene como finalidad evaluar la resistencia del macizo rocoso cuando se utiliza el criterio de rotura de Hoek-Brown. Resulta necesario para poder calcular los parámetros m y s y así poder estimar la resistencia del macizo rocoso.

Para obtener el GSI, Hoek lo basa en función de la fracturación, alteración de las discontinuidades, tamaños de los bloques y la estructura geológica del macizo rocoso. Siendo de esta manera un índice esencialmente cualitativo.

Pensado inicialmente para macizos de calidad, posteriormente se amplía su campo de aplicación con macizos más alterados, en las revisiones de Hoek y Marinos (2000).

Debe tenerse en cuenta que cuando se determina el índice GSI en un frente de excavación puede estar alterado por la voladuras. Esta alteración debe tenerse en cuenta ya que altera las condiciones iniciales del macizo. Por eso se recomienda sobrevalorar el GSI para aproximarse a las condiciones iniciales.

Para poder obtener el índice GSI, el macizo rocoso debe tener un comportamiento isótropo, por eso se descarta su utilización en macizos donde la esquistosidad, por ejemplo, sea la característica determinante para calcular su resistencia. Igualmente en macizos poco fracturados, se descarta su utilización ya que su resistencia vendría determinada más por la resistencia de las discontinuidades.

Desde un inicio se propusieron formulaciones para estimar el GSI desde los índices RMR y Q. Actualmente se considera que solo para macizos rocosos con un índice GSI > 35 puede resultar adecuado las correlaciones.

Así para macizos de buena calidad el índice GSI y siempre que se puntúe con 15 la presencia de agua en el RMR, es decir macizos rocosos secos, puede estimarse:

$$\text{GSI} = \text{RMR básico (1989)} - 5$$

Tabla 4.15 b Expone los criterios para obtener el índice gsi

ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO	CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
CALIDAD DECRECIENTE DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES →					
INTACTO O MASIVO Muestras intactas de roca o macizos rocosos masivos con pocas discontinuidades muy espaciadas	90			N/A	N/A
	80				
		70			
			60		
				50	
FORMADO POR BLOQUES Macizo rocoso consistentes en bloques cúbicos delimitados por tres familias de discontinuidades con los bloques bien encajados			40		
				30	
FORMADO POR MUCHOS BLOQUES Macizo rocoso formado por bloques angulares de muchas caras delimitados por cuatro o más familias de discontinuidades. Los bloques están encajados pero solo parcialmente				20	
FORMADO POR MUCHOS BLOQUES, DISTORSIONADO Y BANDEADO Plegado con mucho bloques angulares formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Plantas de estratificación o de esquistosidad persistentes					10
DESINTEGRADO Macizo rocoso muy fracturado con una mezcla de bloques angulares y redondeados débilmente encajados					
LAMINADO Y CIZALLADO Debido a la existencia de numerosas plantas débiles muy próximo de esquistosidad o de cizalla, no existen bloques	N/A	N/A			

NOTAS SOBRE LAS CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES

MUY BUENA	:	Superficie muy rugosa y sana.
BUENA	:	Superficie rugosa, ligeramente meteorizada y teñida de óxido.
MEDIA	:	Superficie lisa y moderadamente meteorizada y alterada.
MALA	:	Superficie con espejos de falla altamente meteorizadas con rellenos de fragmentos angulares o con recubrimientos compactos.
MUY MALA	:	Superficie con espejos de falla altamente meteorizadas con recubrimientos o rellenos de arcillas blandas.

OBRAS DEL TÚNEL 22 DE LA LÍNEA 2 DEL METRO DE LIMA



CAPÍTULO V CÁLCULOS DE TÚNELES

5.1 GENERALIDADES.

En el presente capítulo se hace referencia a los métodos de diseño y las consideraciones sísmicas donde los túneles deben estar diseñados de manera que, garantice la seguridad estructural de estas obras ante los movimientos sísmicos del terreno de desplante, que suelen tener características geotécnicas muy diferentes. Deberán resistir las cargas del terreno durante condiciones de trabajo normales, así como las deformaciones inducidas por el sismo de diseño; el presente manual exige diseñar los túneles a fin de poder soportar las deformaciones del suelo durante un sismo severo. Los cálculos deben realizarse considerando la interacción suelo-estructura ya que la presencia de ésta modifica las deformaciones del suelo en el campo libre.

5.2 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE TUNELES

Generalmente los túneles han tenido mejor comportamiento durante los movimientos sísmicos que el que tienen las estructuras que están por encima del terreno tales como puentes y edificios. Las estructuras de túneles están confinadas por el suelo circundante y, en general, no pueden ser excitadas independientemente del terreno o estar sujetas a una fuerte amplificación vibratoria, tales como la respuesta inercial de un puente durante movimientos sísmicos.

El procedimiento general para el análisis y diseño sísmico de estructuras de túneles, deberá basarse principalmente en un enfoque de la deformación del terreno (desplazamientos), la estructura debe ser diseñada para acomodarse a la deformación impuesta por el terreno.

5.2.1 ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO PARA TÚNELES

Se debe realizar un estudio de Riesgo Sísmico localizado para el área del emplazamiento del túnel, considerando en primer orden una caracterización de los sismos mediante el inventario de sismos ocurridos en el área de influencia, considerándose los que puedan afectar al proyecto; este deberá contener lo siguiente:

Cuadro Estadístico de los Sismos registrados instrumentalmente en la zona del proyecto como mínimo durante los últimos 50 años.

Determinación de las Fuentes Sismogénicas aplicadas para el proyecto.

- ✓ El Análisis Estadístico de Recurrencia
- ✓ Determinación del Peligro Sísmico y presentar un Resumen de Aceleraciones (g) según el periodo de retorno (Entre 1000 y 2500 años, dependerá de la envergadura del proyecto y su ubicación dentro de la zona sísmica del Perú)
- ✓ Los resultados obtenidos en este estudio deberán ser compatibles con los valores de aceleración que se utilicen en los análisis de estabilidad de la excavación y operación, con características dinámicas.
- ✓ Para obras de túneles viales, se recomienda el uso de la aceleración sísmica reducida en un 30% como coeficiente sísmico de diseño.

5.2.2 DETERMINACIÓN DEL ENTORNO SÍSMICO

5.2.2.1 Terremoto Fundamental

Los terremotos son producidos por bruscos movimientos relativos de las fracturas o zonas de fracturas en la corteza terrestre. Estas fracturas o zonas de fracturas se denominan fallas sísmicas. El mecanismo de movimiento de la falla es el rebote elástico de la liberación repentina de energía de deformación acumulada en la corteza. La energía de deformación se acumula en la corteza terrestre a través de grandes movimientos relativos, esencialmente de bloques intactos de corteza terrestre, llamados placas tectónicas. Esta liberación de energía de deformación, comúnmente llamado ruptura de la falla, ocurre a lo largo de la zona de ruptura. Cuando la ruptura de la falla ocurre, las rocas esforzadas sujetas rebotan elásticamente. Este rebote produce vibraciones que pasan a través de la corteza terrestre y a lo largo de la superficie de la tierra, generando movimientos del terreno que son la fuente de la mayoría de los daños atribuibles a los terremotos. Si la falla a lo largo del cual se produce la ruptura se propaga hacia arriba de la superficie del terreno y la superficie no está cubierta por sedimentos, el movimiento relativo puede manifestarse como ruptura de la superficie. Las rupturas de superficie son también una fuente de daño sísmico a las instalaciones construidas entre ellas los túneles.

Características a tomar en cuenta son los movimientos de la falla, tipo de la falla, magnitud del terremoto y el hipocentro y epicentro del terremoto.

5.2.2.2 Análisis del peligro del movimiento sísmico

El análisis del peligro sísmico generalmente implica los siguientes pasos:

- ✓ Identificación de las fuentes sísmicas, capaces de producir fuertes movimientos de tierra en el sitio del proyecto
- ✓ Evaluación del potencial sísmico para cada fuente capaz
- ✓ Evaluación de la intensidad del sismo de diseño en el sitio del proyecto

La elección del nivel del sismo de diseño, ya sea basado en el análisis probabilístico o determinístico, no puede considerarse por separado del nivel de desempeño especificado para el evento de diseño. Algunas veces, las instalaciones pueden ser diseñadas para múltiples niveles de desempeño, una práctica conocida como diseño basado en el desempeño. Los niveles normales de desempeño utilizados en el diseño de las instalaciones de transporte incluyen la protección de la seguridad de la vida y el mantenimiento funcional después del evento. Un criterio del nivel de seguridad de sismo de diseño se utiliza frecuentemente en el diseño sísmico. Mantener una instalación funcional después de un terremoto de gran magnitud, añade otro requisito que el de simple mantenimiento de la seguridad de la vida, y es normalmente requerido para instalaciones críticas.

Para túneles en condiciones sísmicas severas se deberá desarrollar los análisis numéricos, como por ejemplo.

- ✓ Análisis con el Método de los Elementos Finitos
- ✓ Análisis Tiempo – Historia (Pseudo dinámico)
- ✓ Análisis del campo libre
- ✓ Análisis del túnel

Parámetros de movimiento sísmico pico: la aceleración máxima del terreno (PGA), particularmente en la dirección horizontal, es el índice más común de la

intensidad del movimiento sísmico en un sitio. Sin embargo para el análisis y diseño sísmico de estructuras subterráneas, incluyendo túneles, la velocidad máxima del terreno (PGV) es también muy importante debido a la variación de la deformación del suelo que puede ser calculada usando el PGV.

Espectros de Respuesta de diseño: Los espectros de respuesta representan la respuesta de un sistema amortiguado de un grado libertad al movimiento sísmico. Los espectros de respuesta de diseño que incluyen la consideración de los efectos de sitio del suelo pueden establecerse mediante el uso de procedimientos especificados en códigos, como los incluidos en las especificaciones AASHTO LRFD en la parte correspondiente a la guía de diseño sísmico, para lo cual se deben usar los parámetros de diseño sísmico apropiados consistentes con los niveles de peligro de sismos de diseño deseados.

Cabe señalar que mientras que los espectros de respuesta de diseño se utilizan comúnmente para el diseño sísmico y análisis de estructuras superficiales tales como puentes y edificios, no son tan útiles en la evaluación sísmica de estructuras subterráneas. Esto se debe a que los espectros de respuesta son más relevantes para evaluar el efecto de respuesta inercial de las estructuras sobre el suelo, mientras que para las estructuras subterráneas, las deformaciones o desplazamientos del terreno son el factor determinante. No obstante, los espectros de respuesta establecen efectivamente el nivel de intensidad del movimiento sísmico y puede ser utilizado para derivar otros parámetros de movimiento sísmico que sean útiles y relevantes para las estructuras subterráneas.

Registros tiempo – historia de movimientos sísmicos: Es deseable seleccionar registros tiempo-historia de sismos registrados en condiciones similares a las condiciones sísmicas del sitio, para lo cual suele ser necesarios calibraciones debido a los múltiples atributos del entorno sísmico y el limitado banco de datos de registros tiempo - historia. La selección de registros tiempo-historia que tengan magnitudes y distancias similares de terremotos, dentro de los rangos razonables, son parámetros de especial importancia porque tienen una fuerte influencia sobre el contenido de la respuesta espectral, la forma de respuesta espectral, la duración del movimiento sísmico, y las características de movimiento cercanas a la fuente de origen.

Para estructuras largas, tales como túneles, diferentes movimientos sísmicos se pueden confrontar para diferentes partes de la estructura.

5.2.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN TÚNEL

Los principales factores que influyen en el comportamiento sísmico de un túnel en general, pueden resumirse como:

- 1) El peligro sísmico,
- 2) Las condiciones geológicas, y
- 3) El diseño del túnel, su construcción y su condición.

Por lo tanto, el diseño y análisis de las estructuras subterráneas se basa principalmente en la deformación del terreno y sus correspondientes esfuerzos en lugar de valores de aceleración del terreno.

5.2.4 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TÚNELES

Hay ciertas condiciones que claramente indicarían un potencial riesgo sísmico significativo a un túnel perforado, un túnel de corte y relleno, o una tubería

sumergida y por lo tanto requieren evaluaciones más detalladas. Esas condiciones incluyen:

- ✓ Una falla activa intersectando al túnel;
- ✓ Un deslizamiento de tierra que intersecta al túnel, aun cuando el deslizamiento es activo;
- ✓ Suelos licuables adyacentes al túnel, y
- ✓ Historia de fallas estructurales en el túnel, a menos que se hayan realizado reforzamientos para estabilizar el túnel.

Si las condiciones anteriores no existen, entonces el riesgo de un túnel es una función del diseño y la construcción del túnel, las características de los medios geológicos, y el nivel de los movimientos sísmicos.

Reportes sobre el comportamiento sísmico de estructuras tipo cajón superficiales muestran un comportamiento relativamente pobre en comparación con el desempeño de túneles perforados.

5.2.5 PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA – EFECTO DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS.

Las estructuras de túneles subterráneos están sometidas a tres modos principales de deformación durante el movimiento sísmico: el ovalamiento/deformación lateral, y las deformaciones axiales y de curvatura. El ovalamiento/deformación lateral es causado principalmente por las ondas sísmicas que se propagan perpendicularmente al eje longitudinal del túnel, causando deformaciones en el plano de la sección transversal del túnel (Ver Figura 5.1, Wang, 1993; Owen y Scholl, 1981). Las ondas de corte propagadas verticalmente son consideradas como el tipo más crítico de ondas para este modo de deformación. Las deformaciones axiales y de curvatura son inducidas por componentes de ondas sísmicas que se propagan a lo largo del eje longitudinal (Ver Figura 5.2, Wang, 1993; Owen y Scholl, 1981).

Figura 5.1 Ovalamiento transversal del túnel y respuesta a las ondas de corte propagadas verticalmente.

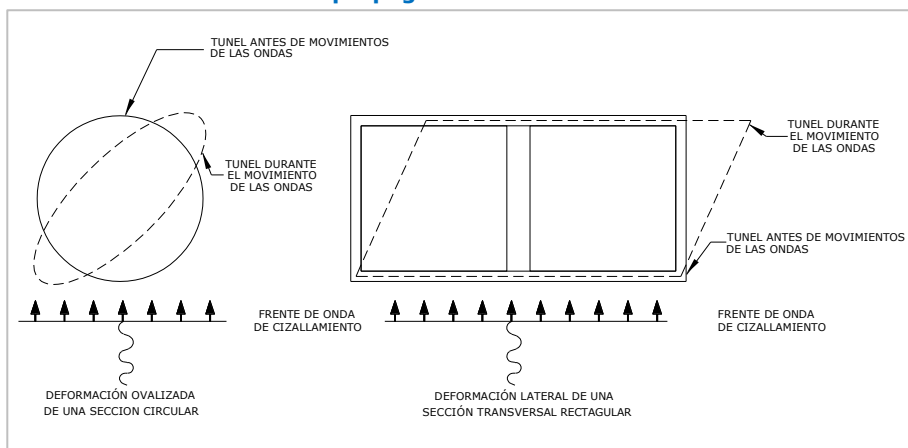
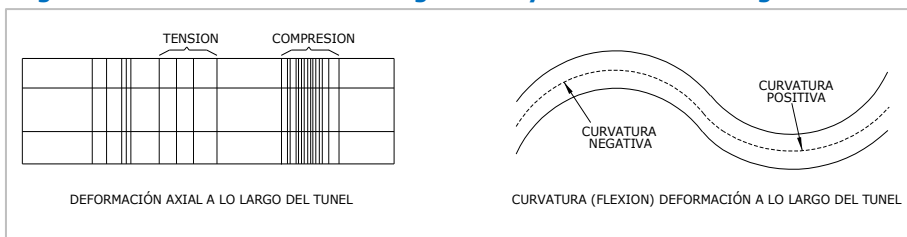


Figura 5.2 Deformación axial longitudinal y de flexión a lo largo del túnel



5.2.6 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA LONGITUDINAL DE LAS ESTRUCTURAS DEL TÚNEL.

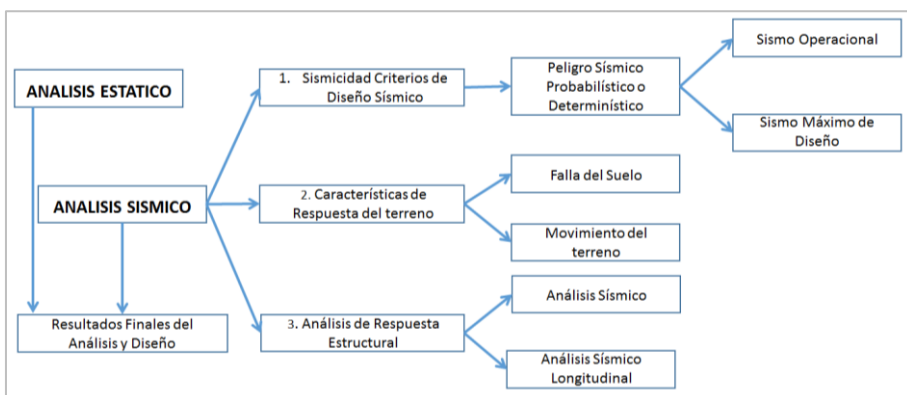
De manera similar a las consideraciones indicadas para la evaluación de la respuesta transversal de estructuras de túnel, los procedimientos de evaluación para la respuesta longitudinal de las estructuras de túnel también se pueden basar en métodos de análisis simplificado o en métodos con modelado numérico más complejo, dependiendo del grado de complejidad del sistema suelo-estructura, del nivel de riesgo sísmico, y de la importancia de las estructuras.

5.2.7 PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA – EFECTOS DEL FALLA DEL SUBSUELO

Como se mencionó anteriormente, el mayor riesgo para las estructuras de túneles es el potencial de grandes movimientos de tierra como resultado de las condiciones inestables del suelo (por ejemplo, licuefacción, Licuación y deslizamientos de tierra) o desplazamientos de fallas geológicas. En general, no es posible diseñar una estructura de túnel para soportar grandes desplazamientos de tierra. Las medidas de diseño adecuadas para tratar con las condiciones inestables del suelo pueden consistir en:

- ✓ Estabilización del terreno
- ✓ La eliminación y sustitución de los suelos con problemas
- ✓ Redireccionamiento de la ruta o entierro profundo para evitar la zona con problemas.

FLUJOGRAMA DEL PRINCIPIO DE DISEÑO SÍSMICO DE TÚNELES



5.3 MÉTODOS ANALÍTICOS.

Deformaciones del suelo por delante de la superficie, el alivio de tensión antes de la instalación de apoyo y la interacción suelo-estructura determinan las tensiones y deformaciones en revestimientos de túneles. Mientras que algunas soluciones analíticas pueden modelar esto, no son capaces de modelar la realidad compleja de un túnel durante la construcción. Específicamente, por lo general se asumen dos idealizaciones del suelo: que es un espacio continuo y homogéneo y que el túnel es circular.

Herramientas de diseño analítico se pueden utilizar para el diseño de túneles adyacentes utilizando el principio de superposición, pero esta suposición puede subestimar significativamente la interacción de los túneles, especialmente si la distancia entre los dos túneles es menos de dos diámetros (Széchy, 1967).

Además, estos modelos no consideran ninguna carga de construcción o el momento de la colocación de apoyo, con la excepción del Método de convergencia-confinamiento.

Sin embargo, tienen un historial probado en terreno blando y aun ampliamente utilizado para el dimensionamiento de los revestimientos de túneles en casos sencillos.

Una revisión exhaustiva de modelos analíticos se presenta por Duddeck y Erdman (1985).

En términos de soluciones analíticas disponibles, existen varios métodos para la determinación de las tensiones en torno a un agujero en un medio elástico o elasto-plástico y homogéneo. Varias distribuciones de presión se han propuesto para derivar la tensiones en el recubrimiento, por ejemplo Terzaghi o Protodiakonov (ver Széchy, 1967).

5.3.1 CONTINUOS.

Todos estos modelos se basan en la excavación y revestimiento de un agujero continuo bajo tensión. En general, estos modelos obtienen resultados similares para las fuerzas normales con mismos parámetros de entrada, pero los momentos de flexión pueden diferir significativamente.

La mayoría de las soluciones analíticas asumen tensión plana, un medio isotrópico y elástico, un revestimiento elástico y homogéneo para un túnel circular, aunque la solución Curtis-Muir Wood ha sido ampliada por Curtis (1976) a medio viscoelástico. La hipótesis que el revestimiento se coloca inmediatamente después de que se excavó el túnel tiende a sobreestimar las cargas y por lo tanto un criterio de decisión se requiere a la hora de definir los revestimientos.

Existen opciones de incluir un factor de reducción de las tensiones. Cualquier alivio de la tensión depende de las condiciones del terreno y del método de la construcción. Esta tensión puede reducirse del 70% al 50% si la profundidad del túnel es mayor de tres diámetros (Duddeck y Erdman, 1935).

Estos modelos asumen que el suelo es un medio semi-infinito y que sólo deben utilizarse en los túneles, donde el eje está a más de dos diámetros por debajo de la superficie. Duddeck y Erdman recomiendan que se asuma la plena adhesión en la interface suelo-revestimiento de los modelos continuos mencionados anteriormente. La mayoría de soluciones analíticas se formulan en tensiones

totales. El beneficio para el diseñador, es que los métodos son sencillos y rápidos de usar. Se proporciona información sobre las fuerzas normales, momentos de flexión y las deformaciones y en varios métodos se deben aplicar una gama de parámetros de entrada para determinar la sensibilidad de los diseños de revestimiento a las variaciones de las condiciones del terreno.

5.3.2 CONVERGENCIA – CONFINAMIENTO.

El método de convergencia-confinamiento (Panet y Guenot, 1982 y Hoek y Brown, 1980) es capaz de predecir la deformación para una amplia gama de condiciones del suelo y medidas de apoyo de túnel. Al igual que la mayoría de los enfoques de diseño, han evolucionado con el tiempo y ahora incluye los efectos de la plasticidad de acuerdo con los criterios de rendimiento Hoek-Brown o Mohr-Coulomb, movimientos del terreno, efectos de la gravedad, el tiempo de colocación del sostenimiento a través del parámetro de retardo geométrico; tipo de sostenimiento (concreto, concreto proyectado, acero y pernos) y tuneladoras TBM (Eisenstein y Branco, 1991).

Para aplicaciones más complejas del método, se requiere una solución numérica. Mientras que la asunción de asimetría, para el comportamiento del suelo y la geometría del túnel, representa una ventaja significativa ya que permite el alivio de la tensión por delante del frente para ser modelada, también es una limitación significativa. Por lo tanto, el método es válido para secciones transversales circulares en la profundidad de medio donde K_0 es cerca de 1.0 y el túnel se construye utilizando técnicas de excavación de frente completo. Además no se da información sobre la distribución de momentos de flexión en el revestimiento.

5.3.3 EQUILIBRIO LÍMITE.

Sistemas de sostenimiento pueden ser diseñados utilizando métodos de equilibrio límite de análisis. Los requerimientos de sostenimiento para cuñas individuales se pueden calcular a mano o usando software especializados, para proporcionar una gráfica que presenta la geometría de cuña y evalúa la distribución del sostenimiento (Hoek y Brown, 1980).

Cálculos similares para una variedad de mecanismos de falla pueden ser realizados para determinar el espesor requerido de concreto proyectado y número de pernos. El mecanismo de falla es generalmente la pérdida de adherencia a la roca, seguido por la rotura a flexión del concreto proyectado, Barrett y McCreath (1995).

5.3.4 BEDDED-BEAM-SPRING.

Estos simulan un túnel lineal como una viga fijada en el suelo, que está representado por muelles radiales y tangenciales, o factores de interacción elásticos lineales, para permitir la interacción del terreno. La rigidez de los muelles se puede variar con las condiciones del modelo en el extradós del túnel y diferentes combinaciones de carga pueden ser modeladas.

Existen relaciones para determinar la rigidez del resorte fruto de pruebas de estudio en suelos estándar.

5.4 COMPORTAMIENTO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS.

5.4.1 CRITERIOS DE ROTURA.

En este artículo se recogen los criterios de rotura aplicables para definir el comportamiento de un macizo rocoso. De las dos variables que definen el

comportamiento de la roca, tensión y deformación, la primera es la más aceptada para formular los criterios de rotura.

El estado de esfuerzos en un punto, en las proximidades de una excavación queda definido por nueve componentes de esfuerzo independientes, 3 normales y 6 tangenciales. A partir de estas tensiones se pueden obtener las tensiones principales. Una vez obtenidas se utiliza un criterio de rotura para estimar la estabilidad de la excavación.

La rotura es un fenómeno que se produce cuando la roca no puede soportar las fuerzas aplicadas, alcanzando el esfuerzo un valor máximo, correspondiente a la resistencia límite del material.

En función de la resistencia de la roca, de las relaciones entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, la rotura puede responder a diferentes modelos: rotura frágil (instantánea y violenta) o rotura dúctil (progresiva).

El fenómeno de la rotura va acompañado de la generación de planos de fractura a través de la roca, cuya dirección depende de:

- ✓ La dirección de aplicación de las fuerzas.
- ✓ Las anisotropías presentes en el material rocoso a nivel microscópico.

De acuerdo a este criterio, es necesario distinguir el tipo de comportamiento que tendrá el macizo rocoso en el que se realizará la excavación, que podrá ser elástico, elasto-plástico, visco-elástico o visco-plástico.

5.4.1.1 Comportamiento elástico.

Todos los materiales tienen ciertas propiedades elásticas, es decir, si una fuerza externa produce una deformación de la estructura, que no excede de un cierto límite, la deformación desaparece cuando lo hace la fuerza que lo origina.

La relación entre las componentes de la tensión y de la deformación, se establece experimentalmente mediante la ley de Hooke. En un material isótropo, las tensiones normales no producen deformación de los ángulos de un elemento. La magnitud de la unidad de elongación de dicho elemento, es inversamente proporcional al módulo de elasticidad (E) o de Young.

Las contracciones laterales serán proporcionales al alargamiento y la relación de proporcionalidad es el coeficiente de Poisson, de carácter adimensional, con valores entre 0 y 0,5, de forma que cuando su valor se acerca a 0,5 el material tiende a ser incompresible.

5.4.1.2 Mohr – Coulomb

El criterio de rotura de Coulomb (1773) describe las condiciones de rotura al corte de una roca mediante la relación existente entre las tensiones cortante y normal asociadas a la superficie de rotura.

El criterio de Mohr (1900) es más general que el criterio lineal de Coulomb, ya que representa la curva que engloba a los círculos de Mohr, que representan el estado tensional del material para diferentes estados tensionales. La relación entre tensión de cortante y normal viene representada por una curva de tipo parabólico, que divide el plano en dos zonas, de forma que el estado tensional del material representado por un círculo situado completamente en el interior de la envolvente, indica que el material no rompería. Cuando el círculo es tangente a la envolvente,

el material romperá por un plano que forma un ángulo mitad, al que forma la recta que une el centro del círculo con el punto tangente. Cuando el círculo es secante, en la zona exterior a la misma se han superado las tensiones límites del material y este romperá; es imposible la existencia de un círculo de este tipo.

Debido a las heterogeneidades de la roca, el conjunto de círculos de Mohr, que se obtendrían en un ensayo de compresión triaxial, no se puede expresar matemáticamente como una familia de curvas en función de un parámetro. Por eso hay que aproximar a una recta, denominada recta de Coulomb, suponiendo que la recta ajustada a los máximos de los círculos y la envolvente de Mohr-Coulomb se cortan en un punto situado sobre el eje de abscisas.

5.4.1.3 Griffith

Griffith (1924) desarrolla un criterio basado en el supuesto de que la rotura ocurre alrededor de las microfracturas elípticas predominantes en la roca, cuando la máxima tensión de tracción excede la resistencia de la roca.

McClintock y Walsh (1962) sugieren que el criterio de las juntas de Griffith puede aproximarse a la tensión de compresión aplicado en el infinito. Esto incluye un efecto de resistencia al deslizamiento en el criterio modificado.

5.4.1.4 Drucker-Prager

En este criterio de plasticidad, el vector de tensiones generalizado tiene dos componentes: la tensión tangencial y la tensión normal. La tensión tangencial dependerá del tensor desviador de tensiones y de su segundo invariante, mientras que la tensión normal dependerá del primer invariante del tensor desviador de tensiones.

El criterio de rotura en este caso representa en el espacio de tensiones principales tridimensional un cono con eje a lo largo del estado tensional hidrostático. El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, aquí viene representado por una pirámide hexagonal irregular con el mismo eje y puede ser inscrita o circunscrita al cono.

5.4.1.5 Hoek-Brown

Hoek y Brown (1980) propusieron un método para estimar la resistencia de las juntas de los macizos rocosos basados en la evolución de las uniones entre los bloques de roca y las condiciones de las superficies entre los bloques. Se definen unas constantes, m y s , cuyo valor depende de la roca y del macizo rocoso.

Posteriormente este criterio ha sufrido diversas modificaciones. Basándose en las experiencias realizadas en distintos proyectos los autores presentan unas relaciones entre los parámetros m y s y el RMR de Bieniawski, tanto para macizo rocoso sano, como para macizo rocoso alterado por procesos de excavación.

Este criterio de rotura, que asume comportamiento de las rocas y del macizo rocoso isótropo, solo debe aplicarse a macizos rocosos en los que exista un número suficiente de discontinuidades no muy espaciadas, con similares características superficiales. Cuando la estructura analizada es grande en comparación con el tamaño del bloque, la roca puede tratarse como un material de Hoek-Brown.

Cuando el tamaño del bloque es del mismo orden que la estructura analizada o cuando un conjunto de discontinuidades es significativamente más débil que los otros, el criterio no debe utilizarse.

Este criterio suele aplicarse para definir el estado tensional bajo el cual el macizo rocoso se deformará inelásticamente y colapsará si no tiene un sostenimiento adecuado.

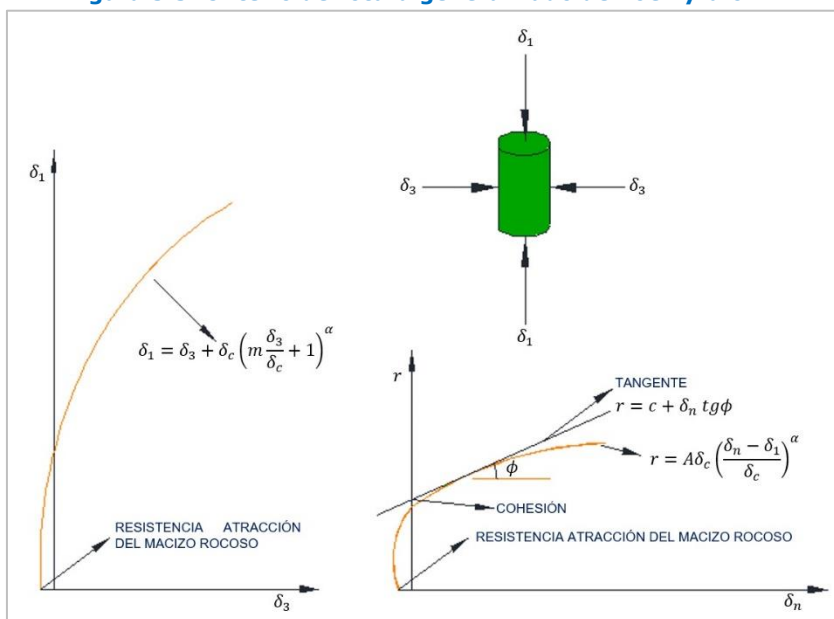
En 2002, Hoek propone una modificación del criterio en función del parámetro D que recoge el grado de alteración del macizo rocoso debido a las voladuras y a la relajación de tensiones.

5.4.2 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS.

La determinación de los valores de cohesión y fricción del macizo rocoso a partir de las expresiones del criterio de Hoek y Brown no es inmediata; la principal dificultad estriba en que, al ser un criterio no lineal, los valores de ambos parámetros no son constantes, sino que son función del valor del esfuerzo σ_n .

Hoek y Brown proponen un método para la evaluación de c y ϕ mediante la aplicación de las ecuaciones del criterio y la simulación de pares de valores $\sigma_1 - \sigma_3$, a partir de los que se pueden construir las curvas $\sigma_1 - \sigma_3$ y $\sigma_n - \tau$ de la [Figura 5.3](#). La ecuación lineal del criterio de Mohr-Coulomb es entonces ajustada a la curva de Hoek y Brown, para un valor determinado σ_n , lo que permite calcular los valores de c y ϕ correspondientes a ese nivel de σ_n .

Figura 5.3 Criterio de rotura generalizado de hoek y brown



5.4.3 ESTIMACIÓN DE PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO.

Según Hoek-Brown la aproximación más rigurosa es la desarrollada por J.W.Bray, donde a partir de los resultados de ensayos triaxiales, se pueden obtener las tensiones normal y cortante y mediante regresión lineal los valores de la cohesión y la fricción para el macizo rocoso.

5.5 MODELOS NUMÉRICOS

En contraste con los métodos de diseño ya descritos, los análisis numéricos, tales como los que utilizan el elemento finitos (FE) y métodos de diferencias finitas (FD),

ofrecen la posibilidad de modelar explícitamente complejas estructuras, incluyendo estructuras adyacentes con distintos estratos geológicos, el comportamiento constitutivo complejo, cargas transitorias y dinámicas, y las secuencias de la construcción. Esto proporciona una incomparable capacidad para simular la interacción de sostenimiento-terreno y ha dado lugar a métodos numéricos reemplazando otros métodos de análisis.

Comercialmente existen programas disponibles para el análisis numérico que ofrecen una amplia gama de modelos y elementos constitutivos, y es posible modelar casi cualquier situación. Sin embargo, como se señaló anteriormente, los resultados deben ser evaluados en el contexto de la calidad de la investigación del sitio y del rango estimado de las propiedades geomecánicas.

Dentro de la precisión del algoritmo de solución, un programa informático generará una respuesta que es correcta de acuerdo con los datos de entrada. En realidad siguen siendo las "respuestas" solo estimaciones de cómo el terreno y el revestimiento del túnel interactúan.

El modelo numérico queda sujeto a fuentes de error. Por esta razón, a menudo se consideran más como una herramienta para investigar los mecanismos de comportamiento que como un medio de obtener predicciones precisas acerca del rendimiento del túnel (Coetzee, 1998).

5.5.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS.

Existe una gran variedad de programas para el modelado en dos y tres dimensiones. La elección de programa depende de si el terreno puede ser modelado como un macizo continuo o si la influencia de las discontinuidades, por ejemplo fallas, zonas de cizalla, etc., requiere una evaluación de los movimientos de bloques independientes.

Terreno blando: se considera normalmente como un continuo y por tanto de elementos finitos (FE), pero también se pueden aplicar un híbrido entre elementos finitos / elementos de contorno (FE / BE) o de elementos finitos / diferencias finitas (FE / FD) y métodos de diferencias finitas (FD).

Macizos rocosos fracturados son discontinuos y con frecuencia pueden ser modelados con elementos discretos (DE) y de contorno (BE).

En condiciones de suelo más complejos, el túnel puede pasar de los medios discontinuos a los continuos en rápida sucesión, por lo que algunos programas pueden combinar ambos métodos, los cuales buscan reducir el tamaño y el tiempo de análisis de malla.

5.5.2 ELEMENTOS FINITOS Y DIFERENCIAS FINITAS.

Los métodos más comúnmente utilizados son FE y FD. El proceso de construcción de un modelo con estos métodos es esencialmente el mismo y los resultados finales son a menudo muy similares (Coetzee, 1998). El objeto a ser analizado es representado por una malla de muchos elementos o zonas, en un proceso de discretización. Las propiedades de los materiales, el comportamiento de materiales, las condiciones de contorno y las cargas, se asignan al modelo y el problema se resuelve.

En FE una matriz de rigidez se calcula para toda la malla con el fin de relacionar los desplazamientos a las solicitaciones. Estos varían de forma prescrita dentro de cada

elemento. La matriz se resuelve luego utilizando técnicas estándar de reducción de la matriz.

En el método de FD, la técnica de solución de la "relajación dinámica" es la utilizada. La ley del Movimiento de Newton se expresa como una ecuación en diferencias y se utiliza para referir las fuerzas desequilibradas en cada integración de cada punto de la malla a la aceleración de la masa asociada con ese punto.

Se necesitan más puntos de integración en un modelo FD que en uno FE porque FD utiliza zonas de deformación constante.

5.5.3 ELEMENTOS DISCRETOS Y LÍMITE.

En el DE método de los elementos discretos de un macizo rocoso se modelan y los elementos pueden mover y girar, dependiendo del movimiento de los elementos adyacentes.

Cualquier FE o FD se utiliza para modelar el comportamiento constitutivo dentro de los elementos.

En el método la superficie de un objeto se divide en elementos, que se modelan matemáticamente como continuo - infinito.

5.5.4 MODELOS GEOMÉTRICOS.

Un túnel se representa normalmente como un modelo bidimensional, suponiendo un estado tensional plano transversal y asimétrico.

Alternativamente se podría utilizar un estado tensional plano longitudinal.

Es justificado sobre la base de que la tensión transversal, y las distribuciones de tensión para un túnel en terreno homogéneo, corresponden a una condición de deformación plana de dos dimensiones a distancias mayores que dos o tres diámetros, desde el momento en el que el sostenimiento del túnel está colocado.

La redistribución de la tensión real, en particular en el frente de avance, es tridimensional así, estrictamente hablando, la mejor práctica es modelar en tres dimensiones cuando se considera el revestimiento cerca del frente.

Para permitir el efecto de redistribución de tensiones en tres dimensiones en un análisis en 2D, las técnicas utilizadas son: porcentaje descarga; pérdida de volumen; ablandamiento progresivo. En la práctica, todos estos enfoques permiten una cierta cantidad de deformación en el terreno.

5.5.5 DISCRETIZACIÓN.

La finura de la malla afecta a la exactitud de los resultados. Debe haber más elementos (o zonas) donde hay grandes gradientes de tensión o cuando se requiere una mayor resolución (por ejemplo, el centro de la malla). Relaciones de aspecto para los elementos y zonas deben ser inferiores a 05:01 y cuando sea posible la simetría debe existir para reducir el tamaño de la malla.

Condiciones de frontera: el interés principal es el revestimiento del túnel y el terreno en la proximidad inmediata del túnel. Los límites del modelo deben estar lo suficientemente lejos para no influir en los resultados del análisis.

Ciertos métodos, por "fases" por ejemplo, evitan este problema el uso de elementos de borde o elementos finitos infinitos en los lados de la malla de EF (Schweiger, 1996).

Valores fijos de tensión y de desplazamiento se aplican en los bordes para evitar el movimiento como un cuerpo rígido y para mantener las condiciones de contorno apropiadas durante el análisis.

Si el desplazamiento se fija en las fronteras, tanto las tensiones y desplazamientos es probable que estén subestimadas.

Si las tensiones son fijas en las fronteras, ambas tensiones y desplazamientos son susceptibles de ser sobreestimados.

La solución "real" está en el medio. Una pequeña diferencia entre los resultados para estos dos conjuntos de condiciones de borde es una indicación de un modelo bien construido.

5.5.6 MODELIZACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

El método de construcción, y los procedimientos asociados, son fundamentales en la determinación de las cargas sobre el revestimiento y debe ser modelado lo más realmente posible en cualquier análisis de diseño.

Esto se aplica particularmente a los túneles revestidos con concreto proyectados, excavación con complejas secuencias. Ciertos elementos o procesos estructurales solo se pueden modelar explícitamente en análisis 3D.

5.5.7 MODELO CONSTITUTIVO.

Desde que la ejecución de túneles es un problema de interacción terreno-soporte, los modelos constitutivos para el terreno y el revestimiento son importantes, pero esta importancia depende de lo que es de mayor interés en un análisis.

Modelo geotécnico: es normal el uso de modelos simples del terreno, ya sea elástico lineal o elástico-plástico a pesar del hecho de que no son realistas debido al comportamiento real del terreno.

El estado inicial de tensiones tiene también una gran influencia sobre las tensiones en el terreno y el revestimiento. Aparte de aumentar el tiempo de ejecución de los análisis, el uso de modelos constitutivos más sofisticados pueden ser problemático, ya que los parámetros pueden ser difíciles de determinar a partir de la investigación in-situ.

La permeabilidad del terreno y del revestimiento, las presiones hidrostáticas y el estado inicial de tensiones, tienen una influencia importante en las solicitaciones. Para materiales como la arcilla con una baja permeabilidad a corto plazo, se puede asumir comportamiento impermeable. En análisis de tensiones más efectivos en general deben ser modelados ya que la fuerza del terreno depende en gran medida de las presiones intersticiales. A largo plazo, si el revestimiento no es impermeable, los cambios en las tensiones efectivas crean cargas adicionales sobre el revestimiento.

En comparación con el terreno, el revestimiento del túnel por lo general se compone de materiales que son mucho más uniformes, relativamente sencillos en su comportamiento y se comprende mejor, tales como concreto y acero o concreto proyectado. Sin embargo, en el caso del concreto proyectado utilizado para sostenimiento inmediato, a su edad temprana, habrá que tener en cuenta la variación en la resistencia y el cambio de rigidez durante el período de construcción.

Fluencia y retracción pueden ser significativas influencias sobre las tensiones y deformaciones en el revestimiento. A menudo, un valor de la rigidez del concreto proyectado reducido, se utiliza para tener en cuenta estos efectos, así como la distribución de tensiones por delante del frente en análisis 2D. El módulo de Young E , es esencialmente una corrección empírica, factor que ajusta el módulo de revestimiento para que coincida con las deformaciones esperadas.

Sin embargo, no hay ninguna base rigurosa para la determinación del E , aunque Pöttler (1985) propone un método en gran medida empírico.

Cuando los análisis numéricos son fundamentales para el diseño, el modelo de revestimiento deberá tener en cuenta todos sus componentes, incluyendo su comportamiento real tanto a corto plazo como a largo plazo.

La posible variabilidad de construcción, los defectos de control de calidad, las variaciones en el espesor y la geometría de concreto proyectado, también deben ser considerados, a pesar de que no siempre es factible para modelar explícitamente.

5.5.8 AVANCES EN LOS MODELOS NUMÉRICOS.

Los acontecimientos recientes en este campo incluyen el uso de las redes neuronales, métodos estocásticos y un uso más extendido del análisis posterior.

Las redes neuronales en términos muy simples, son rutinas computacionales, lo que puede "aprender" de la experiencia.

Una vez que una red neuronal ha sido entrenada para llevar a cabo una tarea utilizando datos de campo existentes, se puede utilizar para predecir los resultados de nuevos casos.

Métodos estocásticos (Teoría de la Probabilidad). Estos pueden ser utilizados para tener en cuenta la variabilidad inherente del terreno, usando parámetros tales como la rigidez del suelo, que a menudo varían aleatoriamente pero que pueden ser idealizadas como una distribución de probabilidad, por ejemplo, como una distribución normal (o gaussiana) centrada en un valor medio. La solución para un problema se puede encontrar mediante el muestreo de varias veces la distribución de los parámetros de entrada.

Los resultados de todos estos análisis forman una distribución de probabilidad, por ejemplo el factor de seguridad contra el colapso. Esto proporciona una visión más completa del comportamiento que uno obtendría de algunos análisis con las mejores estimaciones de los parámetros de entrada.

PARTE III LA EJECUCIÓN EN TÚNELES

CAPÍTULO VI EXCAVACIÓN EN TÚNELES

6.1 GENERALIDADES

La excavación dentro de la ejecución de una obra subterránea, viene asociada a la naturaleza del terreno y en su conjunto al macizo rocoso. El sistema de excavación también está relacionado con el método constructivo y la mayoría de veces intrínsecamente ligado.

Generalmente los sistemas de excavación se dividen en dos grandes campos: la excavación en rocas y la excavación en suelos y rocas de baja competencia.

6.1.1 EXCAVACIÓN DEL TÚNEL.

Si el túnel se excava con máquinas tuneladoras (topo, TBM y otros), la sección transversal está obligada a ser circular. No obstante, existen tuneladoras con varias cabezas cortantes, que dan secciones ovaladas.

Con explosivos o rozadora puede conseguirse cualquier sección tipo, aunque por estabilidad siempre son aconsejables las secciones circulares o policéntricas redondeadas. En túneles de dos carriles se suele usar una sección de radio único, mientras que para anchos mayores se tiende a secciones de tres centros para optimizar más el volumen de excavación.

En túneles revestidos con anillo de concreto hay que tener en cuenta que los encofrados son rectos, por lo que si el túnel es de planta curva se produce una pérdida de ancho útil que viene dada por la siguiente expresión:

$$a = R - \sqrt{R^2 - \frac{L^2}{4}}$$

Donde **R** es el radio de la curva, **L** es la longitud del encofrado y **a** es la pérdida de ancho. Para radios pequeños dicho valor puede llegar a ser de hasta 5.00 – 10.00cm.

Por último, hay que considerar que debido a las tolerancias usuales en la ejecución de la obra civil, puede haber errores de hasta 5.00 cm en la posición de cualquier elemento del túnel.

Podríamos dividir los sistemas de excavación en dos grupos principales:

- ✓ Perforación y voladura,
- ✓ Excavación mecánica.

6.1.2 EL SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA

Está basado en la expansión de gases y generación de vibraciones que se producen en la detonación de barrenos cargados en el frente. El resultado de la detonación produce la rotura de la estructura del macizo, que permite su posterior desescombro y el avance correspondiente.

6.1.3 LA EXCAVACIÓN MECÁNICA

Se basa en la acción directa y continuada de picas y útiles de corte sobre el sustrato rocoso para vencer su resistencia y permitir su excavación.

Los sistemas de excavación se adaptarán al método de excavación y a la sección a excavar. Existiendo limitaciones (geológicas, ambientales, económicas, etc.) que harán que uno u otro se adapte mejor a las circunstancias de cada obra.

6.2 EXCAVACIÓN MEDIANTE PERFORACIÓN Y VOLADURA.

6.2.1 GENERALIDADES.

El sistema de perforación y voladura como sistema de excavación de túneles es todavía hoy el más utilizado, debido principalmente a que puede adaptarse, con baja inversión inicial, a gran variabilidad de terrenos y secciones. Utilizándose en rocas a partir de 80.00 MPa (rotura a compresión) y desde secciones para galerías de evacuación de personal a grandes secciones en grandes cavernas.

Básicamente consiste, una vez definidos un plan de tiro, adecuado a la sección y la competencia del macizo rocoso, en la realización de barrenos en el frente de ataque y en su posterior detonación que facilita el arranque de la roca para su posterior desescombro.

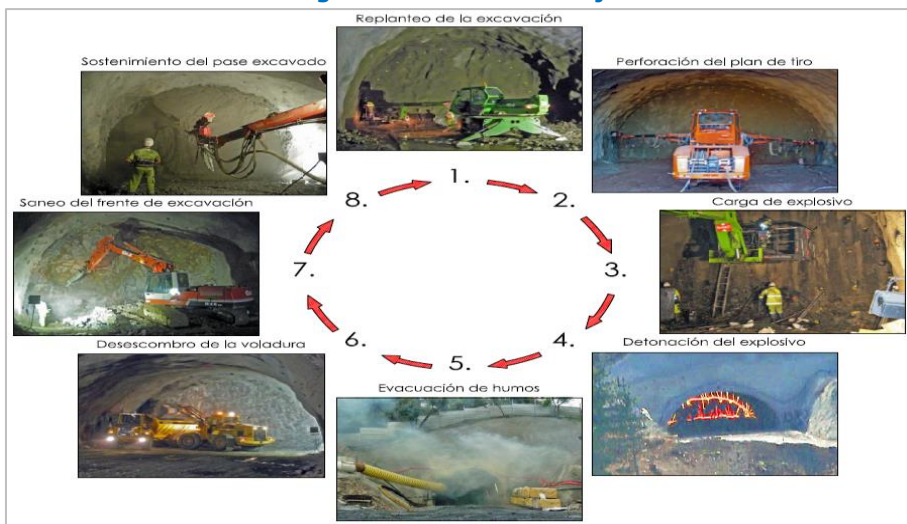
Por el contrario, presenta el inconveniente de la irregularidad en el perfilado de la excavación, que podrían generar mayores dificultades en el sostenimiento y revestimiento.

El proceso para llevar a cabo toda la excavación resulta de la combinación de los siguientes trabajos:

Elaboración del plan de tiro, adecuado por fases y sección y a la competencia de la roca

- ✓ Replanteo en obra de los barrenos
- ✓ Perforación de los barrenos
- ✓ Carga de explosivos
- ✓ Detonación de la pega
- ✓ Evacuación de los humos y ventilación
- ✓ Desescombro
- ✓ Limpieza del frente y reperfilado de la sección
- ✓ Finalizado la excavación se sostiene el pase excavado

Es importante y recomendable llevar un control del ciclo de excavación, para poder adaptarse a las características del frente, para modificar el plan de tiro o incluso para cambiar de sistema de excavación.

Figura 6.1 Ciclo de trabajo

Es indispensable, realizar un control de manera continuada durante la ejecución de túneles, como en el NATM, donde el macizo rocoso debe verse afectado lo menos posible por la voladura.

La falta de explosivo puede llevar a que no se complete bien el arranque de la roca, o más aun un exceso de explosivo puede ocasionar malos recortes y sobreexcavaciones con el incremento de sostenimiento, o incluso chimeneas e inestabilidades en el frente.

6.2.2 PERFORACIÓN Y MAQUINARIA DE PERFORACIÓN.

Aunque las técnicas de perforación son varias, en la ejecución de túneles, por norma general, se utiliza la perforación rotopercutiva. Se basa en la combinación de la percusión y rotación sobre la roca, manteniendo un empuje para mantener un contacto y un barrido del detritus del fondo del barreno.

La principal herramienta de perforación es el martillo. Los tipos de martillos son básicamente dos: los martillos neumáticos y los martillos hidráulicos, diferenciados por la forma como se transmite la fuerza inicial al pistón; el martillo neumático a través de aire comprimido y el martillo hidráulico a través de un caudal regulado de aceite.

Hoy en día la utilización de los martillos hidráulicos es la más extendida sobre los martillos neumáticos, sobre todo por la mayor penetración en la roca a menor energía, un mantenimiento menor y por lo tanto un menor costo, entre otras ventajas.

Los martillos hidráulicos se clasifican en función de la potencia que genera su mecanismo al impactar sobre la roca. Tenemos martillos hidráulicos desde 6.00 kw hasta 40.00 kw, dividiéndolos así en martillos ligeros, medios, pesados y de alta potencia.

Los martillos van montados sobre sistemas de avance que pueden ser deslizaderas o empujadores, de esta manera el rendimiento de los martillos aumenta

notablemente al ejercer sobre el martillo, empujes entre 3.00 y 15.00 KN según el equipo.

Todos estos sistemas suelen ir montados en el jumbo, que definidos como unidades de perforación, suelen ir equipados con martillos (1 a 4 por jumbo), según la sección a excavar.

No solo son maquinaria utilizada para el avance del túnel y galerías, sino que también se utiliza para la colocación de bulones o para la perforación de paraguas ligeros, o incluso pesados con algún adaptador, siendo muy útiles para la fase de sostenimiento.

Figura 6.2 Maquinaria tipo jumbo perforando barrenos en el frente de excavación



Son autopropulsados normalmente por motores diesel, hasta velocidades de 15.00 km/h, pero con motores eléctricos para accionar el mecanismo de perforación.

En el mercado existen combinaciones de varios brazos e incluso con cestas para el personal, que abarcan secciones de hasta 200 m². Durante los últimos años incluso se han desarrollado equipos, que disponen de sistemas informáticos que permiten memorizar el esquema de tiro y realizar la perforación de manera automática. Sistemas que facilitan la perforación con un solo operario de toda la pega. Por el contrario, los sistemas automatizados no permiten realizar cambios de manera rápida en los planes de tiro si el terreno lo requiere, ya que se necesita de personal especializado en tareas informáticas.

Los útiles de corte son varios y cada fabricante dispone de su gama. Aunque las bocas más utilizadas son las de botones por la facilidad de evacuación de detritus y por un golpeo más homogéneo, así como también la evacuación de detritus se realiza mediante agua que también permite la refrigeración de los útiles de corte del martillo.

6.2.3 EXPLOSIVOS.

Conocidas las características del macizo rocoso y las secciones a excavar, se pueden elegir diferentes tipos de explosivos para la excavación. La elección viene determinada según las características del explosivo, las que se deberán adaptar a las condicionantes de la obra.

Las características de los explosivos más destacadas serían: potencia explosiva, velocidad de detonación, densidad, presión de detonación, estabilidad, resistencia al agua, sensibilidad, humos, entre otros.

Existen diferentes tipos de explosivos industriales, entre los que podríamos destacar, explosivos con nitroglicerinas, anfo, hidrogeles, emulsiones, explosivos de seguridad, entre otros.

Los accesorios de iniciación serían la otra parte indispensable en una voladura en un túnel. En la práctica habitual de los últimos años se vienen utilizando 2 sistemas básicamente: sistemas eléctricos y no eléctricos.

Los detonadores son los que inician la detonación del explosivo y atendiendo al tiempo de inicio de la detonación pueden ser instantáneos, retardados y microretardados. Generalmente vienen numerados y según el número corresponderá a un tiempo de retardo, fijados según cada fabricante.

La principal diferencia entre los sistemas eléctricos y no eléctricos es la manera de iniciarse el detonador. Los primeros mediante corriente eléctrica y los segundos mediante una onda de choque. Esto hace que los sistemas no eléctricos se vayan imponiendo en las obras, debido a las ventajas en seguridad que proporcionan.

Figura 6.3 Detonadores no eléctricos



Las ventajas principales respecto a los detonadores eléctricos serían:

- ✓ La insensibilidad a corrientes estáticas, inducidas y emisiones radiofrecuencia.
- ✓ Mayor numeración de retardos
- ✓ La facilidad de su conexión

Su uso casi es de obligado cumplimiento en la cercanía de líneas de tensión a la obra.

cilíndrico de barrenos paralelos. Se realizan 1 o 2 barrenos de diámetro mayor, realizado con escariadores, que se dejan vacíos para crear el espacio inicial; a continuación los barrenos, perforados muy próximos van iniciándose secuencialmente hacia el barreno hueco.

Debido a que la zona del cuele afecta al macizo, es práctica habitual cambiar su situación del frente, en diferentes pases continuos.

El recorte o contorno es una de las zonas más importantes a tener en cuenta, porque con un recorte bien diseñado se minimiza la afectación al macizo rocoso.

Durante la perforación de los barrenos es conveniente que la perforación tenga entre un 5.00-10.00 % más de la longitud prevista. En obra es un dato a observar para adaptar la cantidad de explosivo, ya que si no sale toda la longitud del barreno es indicativa de aumentar explosivo y por el contrario si sale más longitud del pase del previsto es un indicativo del exceso de explosivo en relación a la calidad del macizo.

Debe tenerse en cuenta que aunque por calidad del macizo pudieran realizarse pases mayores, la longitud de los pases debe adecuarse a los turnos de los operarios para poder mejorar rendimientos.

El diseño de la secuencia del disparo también es importante para poder disminuir la carga operante y así reducir las vibraciones y afectaciones a estructuras colindantes o zonas urbanas.

Figura 6.6 Perforación del frente, según el esquema de tiro



El proceso de carga de los barrenos se puede realizar manualmente con la introducción de los cartuchos. Pero la manera más habitual es la utilización de tubos de PVC ranurados longitudinalmente donde se colocan los cartuchos o el cordón detonante. De esta manera es mucho más sencilla la colocación del explosivo en el barreno evitando atraques.

Se deben inspeccionar las conexiones de los detonadores, y realizar las comprobaciones oportunas de seguridad antes de la detonación, ya que una pega que salga solo en parte, siempre presenta dificultades para su posterior comprobación.

Será necesario que luego de la explosión haya una buena ventilación, por lo que habrá que esperar que el tapón de gases salga al exterior del túnel, por lo que es recomendable comprobar la salida de los gases tóxicos mediante un detector antes de reanudar los trabajos.

Se aprovechará este momento para realizar una primera inspección del frente, donde se observará el recorte de la pega, y una primera inspección de la calidad geotécnica del mismo.

6.2.5 VIBRACIONES.

Las vibraciones son una de las principales alteraciones que producen las voladuras, que pueden llegar a afectar y causar daños estructurales en zonas urbanas o incluso en estructuras próximas en túneles interurbanos (puentes, túneles paralelos, taludes próximos, u otros), por eso es importante su estudio, control y medidas para su reducción, sobre todo en zonas urbanas.

Es recomendable que se haga un estudio previo de estas vibraciones, mediante voladuras de prueba, para evaluar sus efectos en las estructuras, ya que la heterogeneidad de los macizos muchas veces hace difícil estudiar la propagación de ondas sísmicas.

Existe amplia normativa internacional donde se recogen límites para no ocasionar daños a estructuras.

6.2.6 DESESCOMBRO Y SANEAMIENTO.

Luego de la voladura de la pega y su ventilación, se inicia el desescombro del frente para lo cual existen diferentes métodos para su extracción, que por lo general se efectúa utilizando camiones.

Una pala cargadora es la que va acumulando el escombro, para luego, retirarlos del frente utilizando camiones, dúmpers o camiones articulados.

Cuando un túnel sobrepasa cierta longitud y la sección no permite el cruce de camiones, debe tenerse en cuenta apartaderos durante la excavación del túnel, siempre que sea posible.

Figura 6.7 Retiro de escombros de la voladura, mediante pala cargadora y camión articulado



Es importante y necesario sanear la voladura, de manera que el sustrato rocoso quede limpio de pequeñas rocas que pudieran haber quedado sueltas, incluso las zonas que a priori parecieran sanas, ya que después de la voladura se producen micro fracturas y el macizo queda debilitado.

Es recomendable para el saneo utilizar retroexcavadora con un martillo hidráulico, lo que permite suavizar el recorte de la voladura, incluso a las zonas donde es más difícil llegar manualmente. No se recomienda por seguridad, utilizar barras de acero para el retiro manual, pues esta metodología hace caer las rocas más inestables.

6.3 EXCAVACIÓN MECÁNICA.

6.3.1 GENERALIDADES.

Es la que utiliza maquinaria para su excavación. A medida que la tecnología se ha desarrollado han ido dándose soluciones a las diferentes situaciones en obra.

Para vencer la resistencia de la roca se emplean diferentes útiles de corte: picas, cortadores de disco, martillos picadores, ruedas dentadas y otros.

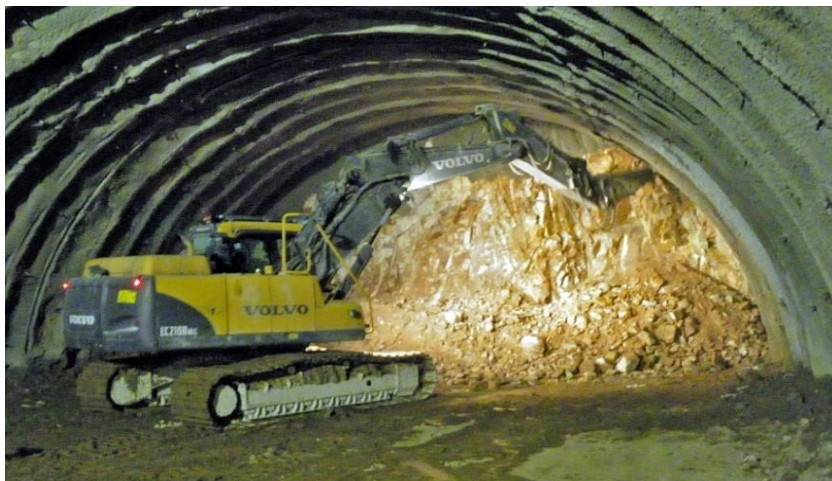
La combinación de útiles de corte, campos de aplicación, sistemas de desescombro, da a lugar a diferentes soluciones que podríamos agruparlas en:

- ✓ Retroexcavadoras y martillo picador hidráulico
- ✓ Rozadoras
- ✓ Tuneladoras (TBM)

6.3.2 EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORA Y MARTILLO HIDRÁULICO.

La más habitual, es la excavación mediante retroexcavadora, por su baja inversión inicial y su versatilidad en diferentes situaciones de obra, la que puede ir montada con un cazo o ripper para suelos o rocas con grado alto de meteorización, siendo lo habitual que se utilice con martillo picador (neumático o hidráulico). La retroexcavadora con martillo puede utilizarse también como ripper.

Figura 6.8 Excavación del frente mediante retroexcavadora con martillo hidráulico



Este equipo de excavación se utiliza en una amplia gama de terrenos, desde suelos competentes hasta rocas competentes fuertemente diaclasadas, pasando por rocas de poca competencia debido a su baja resistencia a la compresión simple.

La excavación con martillo aprovecha las diaclasas del macizo para poder excavar. Pero eso en macizos con RQD bajos, los rendimientos son mejores, no obstante, el principal inconveniente de la excavación con martillo serían la producción de polvo y ruido, sobre todo en zonas urbanas.

Los tipos de martillos se pueden clasificar según su energía de impacto, que variaría desde los 70.00 J de los martillos más pequeños hasta los 1800.00 J de los martillos más pesados.

6.3.3 EXCAVACIÓN CON ROZADORAS.

Son maquinarias específicas de excavación, también conocidas como minadoras o fresadoras, que se caracterizan principalmente porque la excavación se realiza mediante el movimiento rotativo continuo de una cabeza giratoria dotada de picas.

La cabeza giratoria está montada sobre un brazo articulado, que mediante controles es guiada por el operario para realizar la excavación. Dispone de un sistema de recojo del material excavado en la parte frontal, que permite llevar a la parte posterior de la rozadora para su desescombro. Todo este conjunto va montado normalmente sobre orugas.

En base a la cabeza giratoria se pueden distinguir dos tipos de rozadoras, las que disponen de una cabeza de eje longitudinal (milling) y las que disponen de una cabeza de eje transversal (ripping).

Figura 6.9 Fresadora con cabeza giratoria tipo milling



Figura 6.10 Fresadora con cabeza giratoria tipo ripping

La cabeza de eje longitudinal tiene forma cónica y gira en sentido anti horario. En rocas duras, dentro de su gama de uso, este tipo de cabeza facilita el arranque debido a su forma más incisiva.

La cabeza de eje transversal dispone de dos rotativos que giran uno a cada lado del brazo, abarcando más superficie. El sentido de su giro es hacia el frente de excavación, y con este tipo de cabeza el arranque es más fácil en rocas blandas.

Los métodos de arranque varían dependiendo de un tipo de cabeza a otro y en función del terreno, aunque los habituales serían: movimientos horizontales para cabezas de eje longitudinal y movimientos verticales en cabezas de eje transversal.

El perfilado suele ser bueno en este tipo de excavación, sobre todo con la cabeza de eje longitudinal.

Uno de los inconvenientes de este tipo de excavación es que genera polvo, por lo que deberá preverse una buena ventilación.

6.3.4 EXCAVACIÓN CON TUNELADORAS.

Son máquinas integrales de excavación a sección completa, que sostienen el terreno y evacúan los escombros, que tiene la ventaja de utilizarse en todos los terrenos.

Según el tipo de terreno, se pueden clasificar en:

- ✓ Excavación en roca
 - Tuneladora abierta (topo)
 - Escudo simple
 - Doble escudo

- ✓ Excavación en suelos
 - EPB (escudo de frente en presión de tierras)
 - Hidroescudos

La excavación se basa en el empuje que realiza la tuneladora contra el frente, mediante cortadores de disco, picas o la combinación de ambos útiles de corte, y el movimiento de la rueda de corte.

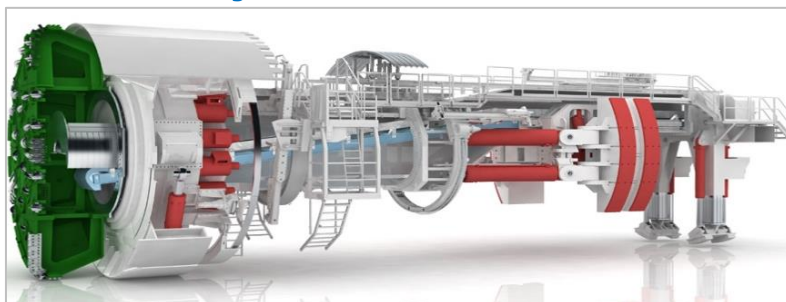
En terrenos competentes se producen micro fracturas que vencen la resistencia de la roca y la fragmentan, mientras que en suelos y rocas de poca competencia, el arranque se produce con facilidad y el problema principal es la estabilidad del frente.

6.3.4.1 Tuneladoras abiertas o topos.

Son tuneladoras que basan el empuje de reacción, para horadar el macizo, en el mismo terreno, de manera que para su utilización es recomendada en macizos de gran competencia y homogeneidad, donde no es necesario un sostenimiento inmediato.

Dispone de una rueda de corte, dotada de cortadores de disco, accionada mediante motores eléctricos. El empuje de la rueda de corte se realiza mediante gatos hidráulicos de gran potencia. Para que los gatos puedan desarrollar su fuerza de empuje, la tuneladora reacciona contra el terreno mediante zapatas (grippers).

Figura 6.11 Tuneladora abierta



Así para desarrollar un ciclo de trabajo de excavación, la secuencia podría ser la siguiente:

- ✓ Elongación de grippers contra el terreno.
- ✓ Los gatos proporcionan la fuerza de empuje a la rueda de corte, que mediante giro y empuje realiza la excavación.
- ✓ Se realiza el pase de excavación (normalmente 1.50-2.0 m).
- ✓ Se recogen grippers y se avanza la tuneladora con el recojo de gatos principales.
- ✓ Transporte de escombros de la cabeza a la cola de la máquina.
- ✓ Se reinicia de nuevo el ciclo de excavación.

Cabe indicar que con este tipo de tuneladoras el sostenimiento que suele utilizarse, es una combinación de concreto proyectado, malla, pernos de anclaje, y cerchas.

6.3.4.2 Tuneladora tipo escudo simple.

Son máquinas apropiadas para trabajar en rocas blandas y/o fracturadas en los que el empuje longitudinal necesario para realizar el avance, no puede ejercerse como

en los “topos”, con reacciones contra las paredes del túnel excavado al ser la capacidad portante del terreno insuficiente para resistir el empuje de los “gripper”.

El avance se produce mediante el empuje de una serie de gatos perimetrales que actúan contra el revestimiento de elementos prefabricados.

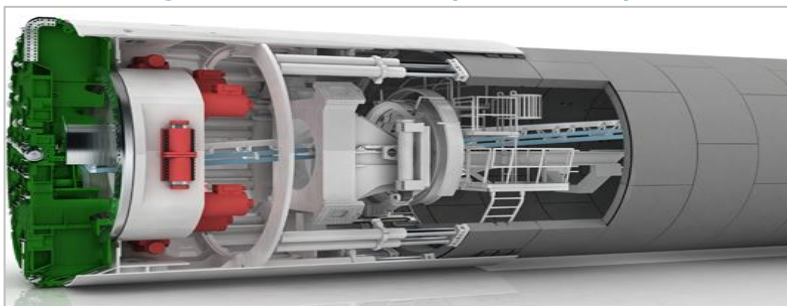
Todos los trabajos y elementos de la máquina están protegidos por una coraza metálica denominada “escudo”, en cuya parte final “cola”, se realiza la colocación del anillo prefabricado que, en la mayoría de los túneles actúa como revestimiento definitivo.

La velocidad de penetración de estas máquinas está en función de sus características (potencia, par de rueda, empuje, diámetro, velocidad de giro).

El sostenimiento se realiza mediante anillos de concreto prefabricado y es en el sostenimiento donde los gatos se apoyan para proporcionar la fuerza necesaria de empuje para vencer la resistencia del frente.

El terreno ya no es de tanta competencia y suelen ir escudadas desde el frente hasta que se coloca el sostenimiento.

Figura 6.12 Tuneladora tipo escudo simple



Así un ciclo de excavación con la presente tecnología sería de la siguiente manera:

- ✓ Colocado el último anillo de concreto prefabricado, los gatos de empuje desarrollan toda su carrera.
- ✓ Mediante el giro de la rueda de corte y el empuje de los gatos, se excava el pase, normalmente del ancho de los anillos de sostenimiento.
- ✓ Excavado el pase, se va colocando las dovelas del anillo de sostenimiento. Se van recogiendo los gatos correspondientes a la dovela a montar.
- ✓ Una vez montado el anillo, se inicia de nuevo el ciclo.

6.3.4.3 Tuneladora tipo doble escudo.

La tuneladora tipo doble escudo fue concebida para afrontar túneles a través de macizos con geología cambiante.

Se trata de una rueda de corte que es básicamente, la de un topo para roca dura, y un sistema de empuje, que se alojan en un escudo delantero que se desplaza para el avance por la reacción que se ejerce contra los grippers montados en un escudo trasero, el cual, por otra parte, lleva alojados los cilindros de empuje de la tipología de los usados en los escudos convencionales de las tuneladoras para suelos. El enlace telescópico de ambos escudos permite el avance en roca estable del escudo delantero (que se denomina “trabajo en modo doble escudo”) y, en

tramos inestables, se cierra dicho telescopaje, uniendo así ambos escudos para realizar la excavación ("trabajo en modo simple escudo").

Es posible excavar y colocar los anillos de revestimiento simultáneamente, siempre que el terreno permita avanzar con los "grippers". El avance se realiza, como en los "topos", empujándose contra los "grippers" y al mismo tiempo dentro de la "cola" del escudo se coloca el anillo prefabricado a base de dovelas de hormigón armado con la ayuda de un anillo erector de dovelas y unos gatos de empuje.

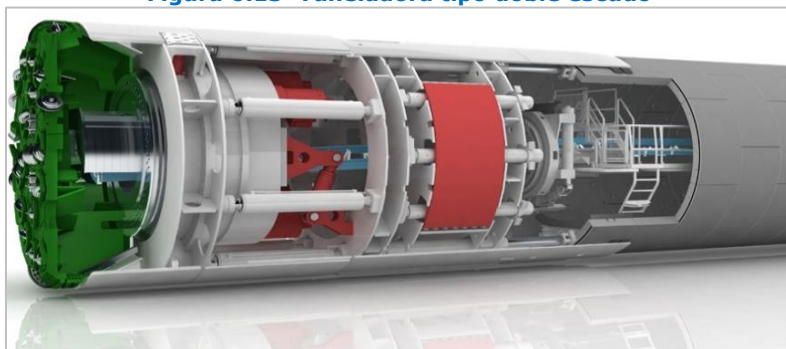
Cuando las condiciones geológicas del terreno no permiten el empleo de grippers, la máquina funciona entonces como un escudo sencillo, el avance se efectúa actuando los gatos contra el revestimiento y una vez finalizada la excavación se instala el nuevo anillo y así sucesivamente.

Un aspecto que influye en la elección de este tipo de máquinas son los terrenos de fuertes condiciones de convergencia, ya que su longitud de escudo hace aumentar el riesgo de atrapamiento.

El ciclo de excavación cuando la tuneladora trabaja en modo doble escudo es:

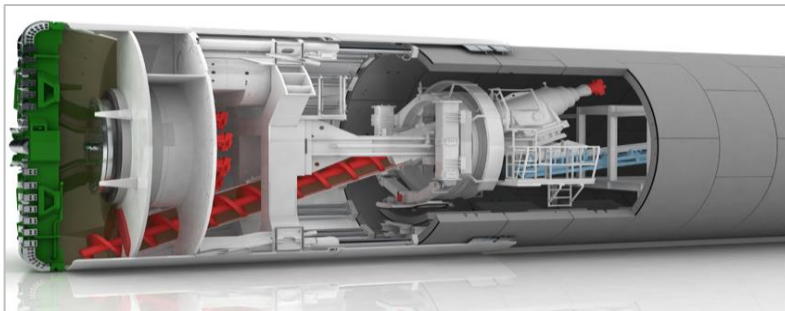
- ✓ Se inicia con el acodamiento de los grippers contra el terreno
- ✓ En el escudo delantero la rueda de corte inicia la excavación
- ✓ Mientras en el escudo de cola, los cilindros secundarios recuperan la carrera para permitir el montaje del anillo
- ✓ Excavado el pase en el escudo delantero y montado el anillo en el escudo trasero, los grippers se retraen y al recuperar la carrera de los cilindros principales de la tuneladora se desplaza para iniciar nuevo ciclo de excavación

Figura 6.13 Tuneladora tipo doble escudo



6.3.4.4 Tuneladora EPB.

En las tuneladoras diseñadas para excavar suelos, el principal objetivo es la estabilidad del frente. En las tuneladoras EPB (Earth Pressure Balance), el material excavado pasa a una cámara situada tras la rueda de corte. El material se comprime en la cámara de tal manera que consigue una presión que permite equilibrar las presiones en el frente.

Figura 6.14 Tuneladora tipo epb

El control de la presión de la cámara se consigue mediante un tornillo sinfín, que regulando su salida consigue mantener una presión establecida.

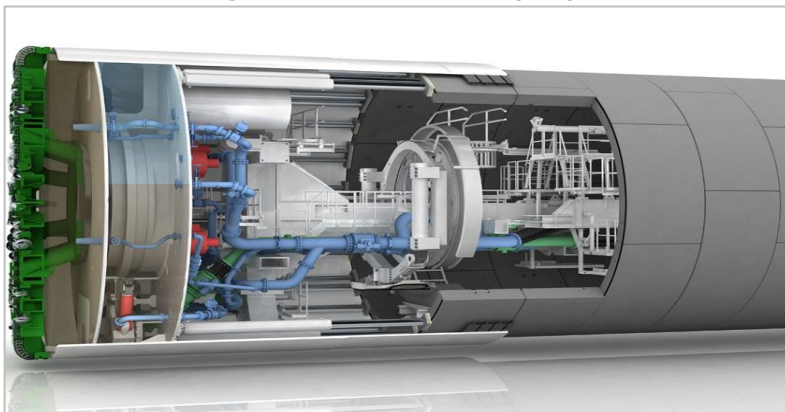
Este control sobre la presión, consigue también evitar subsidencias en la superficie.

Para la excavación la rueda de corte va equipada con picas y la reacción necesaria para el empuje se consigue mediante cilindros apoyados en el anillo de sostenimiento.

6.3.4.5 Hidroescudos.

Están diseñados para excavación en suelos no cohesivos y con importante carga hidráulica, a diferencia de las EPB, diseñadas para suelos cohesivos (arcillas y limos).

Mediante circuito cerrado se inyectan lodos, generalmente bentoníticos, en el frente. El material arrancado del frente más el lodo inyectado forma una mezcla que, mediante succión de la misma, se controla la presión que equilibra la presión de frente.

Figura 6.15 Tuneladora tipo epb

Debe tenerse en cuenta que la mezcla obtenida debe tratarse para poder reciclar toda la bentonita posible, por eso es importante tener en cuenta un espacio destinado al tratamiento de la bentonita.

6.3.5 DESESCOMBRO.

Cuando se utilizan tuneladoras para la excavación del macizo rocoso existen diferentes métodos para extraer el escombros.

De la rueda de corte puede extraerse mediante gravedad, cinta transportadora, tornillo sinfín, bomba de succión y otros.

Exceptuando los lodos bentoníticos que utilizan un sistema de tuberías, al finalizar la tuneladora, podría extraerse mediante vagonetes, camiones, cinta transportadora y otros.

6.4 ELECCIÓN DEL SISTEMA DE EXCAVACIÓN.

Desde el punto de vista práctico, atendiendo a la clasificación geomecánica, en función de su índice de calidad del macizo rocoso RMR (Rock Mass Rating), se plantean las siguientes premisas sobre el método de excavación. Éstas son:

- ✓ RMR>60: TBM tipo "Gripper". El uso de tuneladoras abiertas es ventajoso cuando las necesidades de sostenimiento son reducidas y puede instalarse detrás de la cabeza de corte. En general, puede esperarse un funcionamiento satisfactorio si el macizo rocoso es de buena calidad, y tolerable si es de calidad media a buena ($50 < \text{RMR} < 60$). Si el RMR es inferior a 50, la excavación se convierte en muy trabajosa.
- ✓ RMR>40: Perforación y voladura. Es el método más versátil y, por lo tanto, es el más frecuente, aunque es posible excavar mediante perforación y voladura terreno de mala calidad geotécnica, no suele resultar práctico hacerlo.
- ✓ $30 < \text{RMR} < 90$: Máquina de ataque puntual, rozadora. Teóricamente, la rozadora puede utilizarse en gran variedad de terrenos, su limitación no es la calidad global del macizo rocoso, sino la resistencia mecánica a tracción y compresión de la roca matriz. El ciclo de excavación y sostenimiento suele ser más compatible cuando se trabaja con rozadoras que cuando la excavación se realiza con tuneladoras abiertas tipo "topo" o por perforación y voladura.
- ✓ RMR<30: Excavación mecánica. Ya sea mediante maquinaria de ataque puntual o tuneladoras de suelos (RMR<20).

Cabe afirmar que, actualmente, la excavación de túneles sigue dos corrientes principales: la excavación mecanizada a sección completa mediante el empleo de máquinas tuneladoras, y la excavación convencional, generalmente a sección partida y faseada, mediante el empleo de herramientas de ataque aptas para cada dureza del terreno.

El rendimiento obtenido por una tuneladora es, habitualmente, superior (del orden de 3 a 10 veces) que el conseguido mediante métodos convencionales. Sin embargo, la excavación convencional permite una fácil adecuación a las variaciones de la geometría, permite abrir varios frentes de ataque con accesos intermedios que compensan el menor rendimiento y, sobre todo, suele ser siempre el método adecuado para túneles de poca longitud.

6.5 MÉTODOS DE EXCAVACIÓN.

Los métodos de excavación siempre se han definido en función de las características geotécnicas del terreno, los sistemas de excavación, los elementos de sostenimiento utilizados, y no se pueden individualizar uno de otro.

A medida que la tecnología ha ido evolucionando, los métodos de excavación han ido adaptándose (cálculo, excavación, sostenimiento), así como el incremento de la seguridad en obra, criterios medioambientales y otros.

Entre los métodos de excavación utilizados, se puede mencionar los siguientes:

- ✓ Método belga modificado o método tradicional de Madrid
- ✓ Nuevo método austriaco (NATM)
- ✓ Método SCL

Para los casos que se requiera efectuar una ampliación de túneles existentes, con tráfico o no, se requiere de un estudio especial, ya que no hay métodos preestablecidos.

Las fases de ejecución del túnel se adaptarán a las circunstancias que han determinado la ampliación.

Las causas para una ampliación pueden ser diversas: ampliación de gálibo por aumento de tráfico, deformaciones por incompetencia del terreno y otros.

En cada caso debe hacerse un estudio de la situación existente y de las causas que lo han provocado, sobre todo si es por deformaciones del terreno.

En cualquiera de los casos debe tenerse en cuenta que los trabajos son realizados en un macizo ya excavado, con la consecuente descompresión y deformación sufrida en el perímetro de la excavación.

Es recomendable recopilar toda la información posible de la construcción del túnel en cuanto a métodos de excavación, deformaciones, y así estudiar posibles causas de deformaciones existentes o posibles métodos de excavación en la ampliación.

6.5.1 MÉTODO BELGA MODIFICADO

El Método belga modificado o método tradicional de Madrid, es un método de excavación por fases en suelos y en terrenos blandos.

Dividida la sección en avance y destroza, se ataca el avance mediante galería central de pequeño tamaño $\pm 1.80\text{m} \times 1.50\text{m}$. Seguidamente se amplía la galería central a ambos lados y una vez excavada se realiza el sostenimiento. La destroza se ataca por una fase central, para a continuación excavar los bataches alternativamente. Después de sostener los hastiales, se ejecuta la contraboveda, finalizando la excavación.

No es un método muy extendido, pero si adecuado en terrenos blandos cuando no se puede tratar el terreno previamente. Sus principales ventajas serían una mínima inversión inicial, posibilidad de trabajos a la vez en varios frentes, adaptabilidad frente a imprevistos, etc. y sobre todo mínimas deformaciones del terreno en comparación con otros métodos. Por el contrario es necesaria mano de obra muy especializada y elevado número de juntas en el revestimiento.

6.5.2 NUEVO MÉTODO AUSTRIACO (N.A.T.M.).

El método N.A.T.M. se basa en aprovechar la capacidad del suelo de tomar los esfuerzos que se generan durante la excavación de un tramo de túnel, y requiere seguir una secuencia constructiva predefinida: bóveda, banco, contra bóveda, durante la cual el suelo redistribuye sus esfuerzos internos

Se debe controlar que las deformaciones del suelo, tanto a nivel superficial, como de la sección de excavación, se mantengan dentro de un rango aceptable; para lo cual a medida que se excava, se coloca marcos de sostenimiento y un revestimiento de concreto proyectado (shotcrete) que toma los esfuerzos que no toma el suelo.

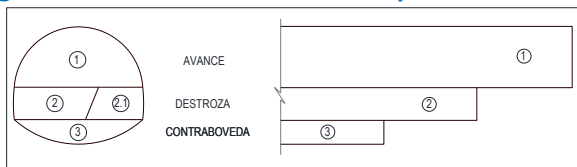
Debido a la implicación del macizo rocoso en el auto sostenimiento, es importante realizar la excavación con la mínima afectación posible al terreno: realizar un buen recorte, adecuar bien el explosivo a la competencia de la roca. En macizos más alterados es indispensable colocar una capa de sellado de protección para evitar más alteraciones.

Los sostenimientos son flexibles, por eso es de vital importancia controlar la velocidad de deformación del sostenimiento, mediante una buena planificación de la auscultación.

Para alcanzar un equilibrio de deformación aceptable, se utilizan diferentes elementos de sostenimiento, tales como: cerchas metálicas, pernos de anclaje, concreto proyectado, etc. que, usualmente, en combinación, asumen el sostenimiento previsto.

Las fases más habituales serían las esquematizadas, siendo lo más frecuente: avance + destroza. En terreno menos competentes la ejecución de la contraboveda se hace necesaria para estabilizar la sección, tanto en fase de avance como en la destroza. Y solo en casos de un macizo muy competente y con maquinaria adecuada se realiza a sección completa.

Figura 6.16 Fases de excavación típicas en el n.a.t.m

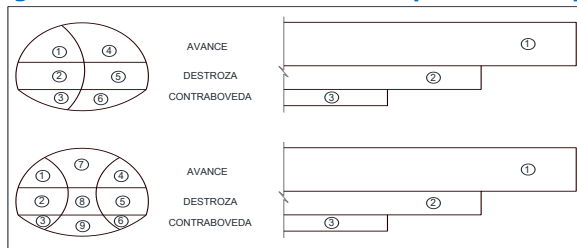


6.5.3 SOSTENIMIENTO CONCRETO PROYECTADO Y CERCHAS (SCPC)

Es un método que surge como la adaptación del NATM en suelos. La relajación de tensiones en este método es muy pequeña y por eso el sostenimiento debe asumir toda la deformación de la sección. El elemento principal del sostenimiento es el concreto proyectado, combinado con cerchas metálicas.

Se excava mediante fases fraccionando la sección con 1 o 2 tabiques centrales provisionales, según la sección a excavar y la competencia del terreno.

Figura 6.17 Fases de excavación típicas en el scpc



CAPÍTULO VII SOSTENIMIENTO EN TÚNELES

7.1 GENERALIDADES.

7.1.1 CONCEPTO DEL SOSTENIMIENTO.

Desde la antigüedad el hombre ha realizado excavaciones subterráneas, principalmente ligadas a actividades mineras. Estas actividades han permitido experimentar y conocer el comportamiento del medio rocoso cuando se realizan excavaciones en su interior.

Esta experiencia ha propiciado el análisis de los comportamientos de las rocas y el desarrollo de técnicas de construcción eficaces para asegurar la estabilidad de las excavaciones subterráneas.

En épocas recientes, las técnicas de construcción de trabajos subterráneos han experimentado principalmente en la Europa Central (Alemania y Austria) un notable desarrollo con la proliferación de métodos de construcción alemán, belga, austriaco y otros. Simultáneamente ha ido cristalizando una tecnología propia de los trabajos en subterráneo, con la contribución inestimable de ciencias como la geología, la mecánica de rocas y la resistencia de materiales.

A partir de los años 60, el profesor austriaco Rabcewicz explica con mayor claridad, en unos pocos principios, una síntesis de la experiencia acumulada, de lo que comúnmente se llama Nuevo Método Austriaco (NMA), en los trabajos subterráneos; sin embargo el NMA no es un método propiamente dicho, sino una filosofía que permite ejercitar acciones eficaces para contribuir a la estabilidad de las excavaciones subterráneas.

En esencia, las ideas fundamentales enunciadas por el profesor Rabcewicz son las siguientes:

La zona de roca que circunda al túnel interviene en la estabilidad de la excavación y es el principal elemento del que depende ésta. Es decir, es la propia roca la que se autosostiene, ya que se forma un arco de descarga en torno al túnel que transmite las tensiones a ambos lados de éste.

Como consecuencia de lo señalado en el punto anterior, conviene mantener inalteradas, en la medida de lo posible, las características de la roca que rodea al túnel. Para ello es beneficioso emplear cualquier técnica de excavación mecánica o, en su defecto, técnicas que suavicen el efecto de las voladuras sobre la roca: recorte y/o precorte.

Para facilitar la distribución de tensiones en el anillo de roca que rodea al túnel, se deben diseñar los túneles con formas redondeadas, evitando los puntos angulosos.

El sostenimiento se colocará de forma que deje deformarse al terreno, siempre dentro de la estabilidad del túnel, con el objeto de que la roca desarrolle su capacidad autoportante. La carga que va a soportar el sostenimiento dependerá pues del momento en que se coloque tras la excavación.

En la etapa de Proyecto se diseñan varios tipos de sostenimiento a aplicar según sea la calidad y/o propiedades geomecánicas de la roca. Durante la obra, los sostenimientos se optimizan con la información que aporta la instrumentación del túnel. Inmediatamente tras la excavación se coloca un sostenimiento primario que estabiliza al túnel. Más adelante, en función de otros factores, tales como presencia

de agua u otros factores funcionales, puede colocarse o no un revestimiento definitivo de concreto proyectado.

7.1.2 DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO.

El anillo de roca que rodea al túnel es el principal elemento que proporciona estabilidad a la excavación, por lo que el sostenimiento tendrá como primera misión evitar que el terreno pierda propiedades por efecto del proceso constructivo, o incluso que las mejore. En segundo lugar se sitúa la capacidad resistente por sí misma del sostenimiento, que es muy pequeña comparada con las grandes tensiones que pueden existir en el interior de los macizos rocosos, debido al enorme peso de las coberturas de roca habituales.

Los elementos generalmente usados para el sostenimiento de las excavaciones subterráneas en roca son dos:

- ✓ El Concreto proyectado, simple o armado
- ✓ Los pernos de anclaje

Además de estos dos elementos se usan otros en algunas circunstancias, especialmente cuando se trata de atravesar zonas de roca de mala calidad: las cerchas metálicas, los paraguas o enfilajes, chapas tipo Bernold, otros tratamientos especiales: inyecciones, drenajes, etc.

A continuación, de forma resumida, se señalan las acciones más importantes de cada uno de los elementos estructurales del sostenimiento de los túneles:

7.1.2.1 Concreto proyectado

El concreto proyectado tiene dos efectos principales:

- ✓ Sella la superficie de la roca, cerrando las juntas, evitando la descompresión y la alteración de la roca. De este modo el terreno puede mantener, en una mayor medida, sus características iniciales.
- ✓ El anillo de concreto proyectado, desarrolla una resistencia y puede trabajar como lámina, resistiendo las cargas que le transmite la roca al deformarse. También resiste la carga puntual ejercida por pequeñas cuñas o bloques de roca, que descansan sobre la capa de concreto.

7.1.2.2 Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje tienen igualmente dos efectos básicos sobre la roca:

- ✓ Los pernos de anclaje cosen las juntas de la roca, impidiendo que cuñas y bloques puedan deslizar a favor de las fracturas. Generalmente la rotura de un macizo rocoso se produce siempre a favor de las juntas.
- ✓ Por otra parte, los pernos de anclaje tienen un efecto de confinamiento de la roca, actuando del mismo modo que las armaduras lo hacen dentro del concreto. Gracias a este efecto se consigue absorber las tracciones que aparecen en el terreno, e impedir la formación de zonas descomprimidas.

7.1.2.3 Cerchas

La cercha tiene una función resistente trabajando como un arco y colaborando con el concreto proyectado. Tiene la ventaja sobre éste que su resistencia inicial ya es la definitiva, mientras que en el concreto las resistencias se desarrollan con el tiempo. Otra función de las cerchas es definir claramente la geometría del túnel, lo que ayuda a conseguir los espesores adecuados de concreto proyectado y a evitar sobreexcavaciones o zonas dentro de gálibo.

7.1.2.4 Paraguas

Los paraguas o enfilajes son elementos lineales de refuerzo previo, colocados paralelamente al túnel, por delante del frente y situados por encima de la línea de excavación. Mediante la acción de los paraguas, se puede conseguir atravesar una zona de mala calidad de roca, sin que se produzcan desprendimientos en la clave.

7.1.2.5 Chapas Bernold

Este tipo de chapas ranuradas se usan como encofrado perdido para rellenar huecos, zonas donde ha habido un desprendimiento, etc. Su buena adherencia al concreto hace que puedan actuar como elemento resistente junto con éste, además de servir de encofrado perdido.

7.1.2.6 Tratamientos especiales

Los tratamientos especiales son de muchos tipos, y se utilizan para atravesar zonas de mala calidad del terreno. Entre los principales están los siguientes: drenajes del frente, machones en el frente, inyecciones convencionales, inyecciones mediante jet-grouting, anclajes tensados, congelación, pernos de anclaje del frente, etc.

7.2 CONCRETO PROYECTADO.

El concreto lanzado o proyectado (también llamado gunita) es el concreto que se coloca mediante proyección del mismo contra la superficie de roca que se desea proteger, de forma que queda adherido a ésta. El concreto proyectado se diferencia únicamente del concreto colocado (encofrado y vibrado), aparte del método de puesta en obra, en que el tamaño máximo de los áridos es menor y en que lleva siempre, como aditivo, un acelerante para facilitar su adherencia a la superficie de roca y para conseguir altas resistencias iniciales.

Existen dos tipos de concreto proyectado en función del método de puesta en obra: por vía seca y por vía húmeda.

En el concreto por vía seca se proyecta separadamente del agua y la mezcla de áridos y cemento, lográndose su unión precisamente en el impacto contra la superficie que se está protegiendo.

En cambio, en el concreto por vía húmeda se efectúa la mezcla completa (cemento + áridos + agua + aditivos) como en el concreto convencional y se proyecta posteriormente la mezcla obtenida.

7.2.1 FABRICACIÓN.

Los materiales de que consta el concreto proyectado son los siguientes:

- ✓ Cemento.
- ✓ Agregados.
- ✓ Agua.
- ✓ Aditivos: acelerantes, etc.
- ✓ Armadura de refuerzo: malla o fibra u otros.

Estos materiales deberán basarse a lo establecido en las Normas Técnicas Peruanas (NTP) o de manera equivalente las normas del Comité 506 de la ACI (USA), DIN 1045 alemana AFTES francesa.

7.2.2 TRANSPORTE.

Una vez fabricado el concreto proyectado, debe ser transportado hasta el lugar donde se realizará su colocación.

7.2.3 SISTEMAS DE PROYECCIÓN.

Existen dos sistemas de aplicación del concreto proyectado: por vía húmeda y por vía seca, los cuales se describen a continuación:

7.2.3.1 Sistema de proyección por vía seca

Este sistema presenta una serie de ventajas frente a la vía húmeda en algunas aplicaciones concretas. Por un lado, permite alcanzar elevadas resistencias a edades tempranas en sellados y estabilización de terrenos.

Asimismo, el hecho de que no se incorpore el agua a la mezcla (áridos + cemento), supone que ésta se puede acopiar en seco en silos para protegerla de la humedad, eliminando así las pérdidas de material debido a colas o sobrantes. Por el contrario, las desventajas de la vía seca son:

- ✓ Elevado porcentaje de rebote (20%)
- ✓ Formación de polvo en el frente de trabajo
- ✓ Costos elevados en consumibles del equipo de proyección (mangueras, codos, etc.).

El uso de las máquinas de mezcla seca puede dividirse en tres grandes categorías: para alta velocidad, baja velocidad y de transporte.

En el caso de proyección de alta velocidad esta se consigue empleando una boquilla pequeña y una alta presión de aire, de lo que resultan una alta velocidad en la boquilla y una gran velocidad de impacto, con velocidades de partículas de 90 a 120 m/s.

Este concreto posee una buena compactación, mientras que su índice de colocación (rendimiento) resulta bajo. Su uso, debido al tamaño de las boquillas, se establece exclusivamente para concretos con tamaño máximo de agregado menor o igual a 8 mm. Por su parte, la proyección de baja velocidad ($v < 90$ m/s) se consigue empleando una máquina de gran producción y una manguera de diámetro superior con una boquilla amplia, a menudo de paso directo.

El concreto que se obtiene con la técnica de baja velocidad, no se compacta quizás tan bien como el de alta velocidad, pero no obstante, posee todas las propiedades típicas de un concreto proyectado, como son: baja relación agua/cemento, buena compactación in-situ, alto contenido de cemento, etc.

El tipo de máquina empleado en la práctica depende del tipo de concreto requerido, pero casi todos los equipos permiten que se adapte en alguna medida su producción cambiando la salida acoplada, el tamaño de la manguera o el diámetro de la boquilla o pistola.

La diferencia fundamental en las máquinas para transporte, radica en el rotor, que es de huecos más anchos y en que su finalidad es transportar la mezcla en seco hasta la distancia conveniente (como máximo 100 m en horizontal).

Estos sistemas se utilizan como estaciones intermedias o bien para elevar a alturas suficientes las mezclas secas para posteriormente trabajar con ellas.

En estos casos, las boquillas o pistolas tienen determinados mecanismos que reducen el aire de la proyección por medio de unos frenos metálicos, que al permitir escapar el aire, dejan caer la mezcla en el sitio preparado para ello. Con todo ello, la vía seca continúa siendo competitiva en una serie de aplicaciones:

- ✓ Reparaciones de concreto, especialmente en zonas de acceso limitado como edificaciones y sótanos, en los que las dimensiones de los equipos de vía seca son la mejor opción. Sellados en condiciones de altas presiones de agua.
- ✓ Pequeños trabajos de impermeabilización como parte del Sistema Oberhashli.
- ✓ Tajos de poco volumen de concreto donde el rendimiento no es un factor crítico y se valora el acabado casi manual que permiten este tipo de equipos.

7.2.3.2 Sistema de proyección por vía húmeda

La vía húmeda es el sistema más extendido en la actualidad y ha experimentado continuas mejoras desde su desarrollo inicial.

El sistema de proyección por vía húmeda se puede emplear tanto con flujo diluido como con flujo denso. En comparación con el sistema de proyección de la vía seca, la vía húmeda permite conocer en todo momento la cantidad de agua añadida a la mezcla, ya que el aporte de ésta se realiza de forma controlada en la planta durante el proceso de fabricación y no en la boquilla, mejorando la calidad y durabilidad del concreto colocado.

Por otro lado, dispone de un equipo de dosificación del acelerante de fraguado sincronizado con la bomba de concreto del robot, lo que garantiza una dosificación constante a pesar de que se produzcan variaciones en el rendimiento de la bomba de concreto.

Este sistema es el más adecuado cuando se trate de tajos con altos volúmenes de concreto, o en los que se persigan altas prestaciones. El rendimiento de trabajo de los equipos modernos de proyección por vía húmeda alcanza los 25-30 m³/h, con un rebote medio en torno al 12%. Los costos en consumibles son menores que en el caso de la vía seca y precisa menos aire (menores compresores, etc.) para la proyección; sin olvidar un aspecto fundamental como es, la mejora en las condiciones de trabajo en el frente, con una importante reducción en la generación de polvo y sus consecuencias desde el punto de vista de la Salud e Higiene en el Trabajo.

7.2.4 ACCELERANTES DE FRAGUADO.

Una vez seleccionado el sistema de proyección, el siguiente paso en el proceso es optar por un aditivo acelerante de fraguado capaz de garantizar la puesta en obra del concreto.

Tipos de acelerantes de fraguado:

Una primera clasificación hace referencia al estado en el que se suministra el acelerante: líquido o polvo. Tal y como se ha comentado anteriormente, los acelerantes suministrados en polvo se emplean hoy en día únicamente con el sistema de proyección por vía seca y, por lo tanto, sus usos y su volumen son mucho menores que los correspondientes a los acelerantes suministrados como líquido. En cualquier caso, conviene recordar que existen entre los acelerantes en polvo dos naturalezas o bases:

- ✓ Acelerantes en polvo base aluminato
- ✓ Acelerantes en polvo libres de álcali (AF).

Atendiendo a las condiciones de Higiene y Salud de las zonas de trabajo en tajos confinados (reparaciones en sótanos, minería, etc.), y a las relativas al Medio Ambiente, los acelerantes libres de álcali han desplazado casi completamente a los de base aluminato en estas aplicaciones.

Independientemente del formato en el que se suministre (polvo o líquido), se recogen intervalos orientativos de la influencia sobre la resistencia a compresión simple del concreto a 28 días del uso de los diferentes acelerante en la mezcla.

En el momento actual, se está produciendo el cambio hacia aditivos libres de álcali frente a los tradicionales aluminatos. Este proceso de cambio ya se ha producido en varios países, y en muchos de ellos únicamente está permitido el uso de acelerantes libres de álcali, y tanto silicatos como aluminatos están restringidos.

En una situación similar se encuentran otros países donde el uso de acelerantes con pH altos aún está permitido y el uso de acelerantes AF es cada vez mayor.

En los últimos años, las inversiones en I+D+i han permitido el desarrollo de nuevas tecnologías y productos capaces de satisfacer las necesidades del mercado. Los nuevos acelerantes libres de álcali permiten trabajar en muchos casos a dosificaciones similares a los acelerantes de base aluminato (4%), mientras que los primeros productos AF de esta línea obligaban a emplear dotaciones de 8-10% con el consiguiente incremento de costo y problemas de mezclado.

Existe una serie de ventajas que propician este cambio. Los acelerantes tradicionales tienen un pH básico mayor de 13, frente al pH 3.5 de los libres de álcali. Mejora las condiciones de trabajo: Debido a su bajo pH, no se forma niebla cáustica durante la proyección, evitando daños en la piel, ojos y mucosas. Son respetuosos con el Medio Ambiente: No se derraman partículas con altos contenidos alcalinos en el suelo ni en el drenaje principal de la labor.

Facilita la manipulación: Los acelerantes libres de álcali no son peligrosos durante las labores de transporte, almacenaje y dosificación (no son materiales ADR). Incrementa la calidad final del concreto: Minimiza el efecto sobre el concreto final endurecido, reduciendo su permeabilidad y aumentando su durabilidad. Optimiza el mantenimiento: Se reducen los álcalis solubles y como consecuencia disminuye el riesgo de precipitados en los drenajes y los costos del mantenimiento durante el tiempo de servicio del túnel. Se han ensayado paneles de concreto simulando el proceso de lavado de la superficie por aguas filtradas, para evaluar el pH obtenido con agua retenida, agua lavando la superficie de concreto una sola vez, y agua que pasa dos veces lavando dichas superficies. En todos los casos el pH del agua en contacto con la muestra elaborada con acelerante AF alcanza un pH menor. Reducción de otros costos: Como se alcanza un pH menor en las aguas, el consumo de agentes, para equilibrar su pH será menor en los tratamientos a la salida del túnel antes de su vertido a cauces naturales.

Instalaciones y equipos del acelerante de fraguado:

El acelerante suministrado a granel en líquido, se acopia en la zona del emboquille, en unos depósitos especialmente preparados para alojar estos productos. Las mangueras y las llaves deberán a su vez permitir el contacto con el tipo de acelerante elegido.

Desde estos depósitos fijos, se recarga el contenedor del robot de proyección (800 - 1000 litros) por gravedad, o ayudado por una bomba de carga si el desnivel no es suficiente. Los robots de proyección modernos, disponen de equipos sincronizados con la bomba de concreto, que permiten mantener constante la dosificación de acelerante.

La bomba dosificadora peristáltica se controla con un equipo informatizado que permite introducir datos particulares de trabajo (cantidad de cemento, densidad del aditivo, grado de llenado, etc.) y almacena información sobre el proceso de proyección (consumo de acelerante, rendimiento bomba de concreto, etc.).

Estos equipos disponen a su vez, de claves de acceso para limitar el consumo de acelerante y evitar errores humanos en el proceso. Si es necesario cambiar el tipo de acelerante de base aluminato, a libre de álcali o viceversa (p.e. en fase de pruebas en el arranque del túnel), es necesario limpiar intensamente la bomba y el circuito hasta la boquilla, para evitar precipitados.

7.2.5 PUESTA EN OBRA.

Existen dos métodos para la puesta en obra del concreto proyectado: por vía húmeda y por vía seca, los cuales se describen en el [Numeral 7.2.3](#) Sistema de proyección del presente Manual.

7.3 PERNOS DE ANCLAJE.

7.3.1 TECNOLOGÍA DE PERNOS DE ANCLAJE.

Los pernos de anclaje, constituyen un sistema de sostenimiento que consiste en la introducción de elementos lineales a modo de refuerzo en el terreno. Para ello se perfora y se ancla física o químicamente al terreno, reforzando y contrarrestando la presión que ejerce el terreno sobre la excavación.

Los pernos suelen ser pasivos, unidos y anclados al terreno en toda su longitud, y que entran en servicio sólo cuando el terreno se deforma o desprende alguna cuña arrastrando al perno. Los pernos de anclaje pasivos son los de uso más extendido por su fácil y rápida ejecución permitiendo así que el terreno mantenga sus características. En situaciones de especial atención o como refuerzo también se utilizan pernos activos, los cuales están anclados al terreno por punta, teniendo un fuste libre y una cabeza sujeta al terreno mediante una cabeza y una rosca. La principal diferencia radica en que los pernos activos actúan desde un inicio, ya que el perno se tensa una vez que el anclaje al terreno es efectivo.

Los pernos de anclaje por sí solos, pueden considerarse un sistema de sostenimiento, aunque lo habitual es que en la mayoría de ocasiones, se encuentren en combinación con otros elementos de sostenimiento.

Tienen como funciones principales las siguientes:

- ✓ Confinar el terreno, contrarrestando la presión radial
- ✓ Contrarrestar el espaciamiento entre discontinuidades
- ✓ Prevenir la caída potencial de cuñas y bloques

7.3.2 ACCIONES DE REFUERZO.

Los pernos de anclaje se clasifican principalmente en función del elemento lineal de refuerzo y su sistema de anclaje (activo y/o pasivo), produciéndose así gran variabilidad y gran abanico de posibilidades con diferentes soluciones.

A continuación se exponen:

Tabla 7.1 Tipos utilizados de refuerzo

SEGÚN EL ELEMENTO DE REFUERZO	BARRAS	ACERO CORRUGADO
		FIBRA DE VIDRIO
		AUTOPERFORANTE
SEGÚN EL SISTEMA DE ANCLAJE	CABLES	
	QUÍMICO	CEMENTO
		RESINA
	POR FRICCIÓN	TIPO "SPLIT-SET"
		TIPO "SWELLEX"
		EXPANSIÓN EN PUNTA

7.3.2.1 Mediante barras

Los pernos de barras de acero corrugado son las más comunes en obra y consiste en la introducción de una barra de acero corrugado normalmente de diámetros 25 o 32 mm, a lo largo de una perforación en el terreno.

La perforación de los anclajes se realiza habitualmente mediante el Jumbo, que, según los modelos, su longitud no exceda los 5 m.

El diámetro de perforación debe ajustarse a la barra según el sistema de anclaje, se utiliza un sistema de anclaje químico, normalmente mediante lechada de cemento o en base a resinas, que se rellenan inyectándose a presión en el espacio anular, comprendido entre la barra y el terreno, recomendándose reinyecciones para asegurar un relleno completo.

Este sistema requiere de la colocación de un tubo de inyección, otro de respiración a lo largo de la barra y colocar un tapón (tape) que obture todo el sistema en la boca de la perforación, asegurándose que la barra quede centrada y embebida dentro de la lechada y no en la base.

El anclaje químico, en base a resinas de poliéster, es una solución mucho más extendida y que en cuestión de minutos el perno de anclaje puede estar trabajando.

Las resinas vienen encapsuladas en cartuchos de aproximadamente unos 30 cm en diferentes diámetros, que se adaptan a la perforación del taladro.

El cartucho viene dividido en dos compartimentos, uno es la resina y el otro el catalizador, que al unirse estos dos componentes, se obtiene una mezcla de alta resistencia.

Cuando las longitudes de anclaje son largas (> 5 m) o cuando los terrenos a taladrar son de mala calidad, el taladro no es auto estable y es difícil la introducción de la barra, se utilizan barras autoperforantes, que son barras de acero, con límites elásticos elevados, que disponen de una broca perdida en un extremo, de manera que al mismo tiempo que se perfora el taladro, se introduce la barra.

Cuando surge la necesidad de colocar pernos de anclaje en zonas donde posteriormente se debe de volver a excavar, los pernos de fibra de vidrio son la solución más empleada, ya que son fácilmente retirados sin dañar las herramientas de corte. Su resistencia a tracción es similar a la del acero y su durabilidad es muy alta.

Colocada y anclada la barra al taladro, el anclaje se completa con la colocación de una placa de reparto. En el extremo de la barra que queda fuera del terreno se

mecaniza una rosca donde se colocará la placa de reparto que, se ajustará contra el terreno.

7.3.2.2 Mediante cables

Es un sistema no muy extendido, pero si útil en zonas de terrenos de mala calidad o especial atención.

Consta de tres partes diferenciadas: bulbo de anclaje, parte libre y cabeza de reparto. Perforado el taladro y colocado el anclaje, se inyecta solamente el bulbo mediante lechada de cemento, para posteriormente una vez alcanzada la resistencia requerida, tensarlo. Y se coloca la placa de reparto, mediante cuñas se estabiliza la tensión.

7.3.2.3 Perno de anclaje de fricción

Los pernos de fricción deberán mejorar la estabilidad de la roca y los factores de seguridad al ajustarse a la roca cuando ocurren movimientos laterales de los estratos, estos pernos deben ser protegidos contra la corrosión.

A continuación se presenta como ejemplo los siguientes pernos de fricción:

Tipo "Split-set"

Son pernos de anclajes muy rápido de colocar, aunque de resistencia a tracción más baja en comparación con otro tipo de pernos.

Constan de un tubo de acero de alta resistencia, que es ranurado a lo largo de su longitud y una platina en el otro extremo unida al tubo.

Al ser introducido, el perno a presión dentro de un taladro de menor diámetro, se genera una presión radial a lo largo de toda su longitud contra las paredes del taladro, cerrando parcialmente la ranura durante este. Por eso el extremo contrario a la platina es cónico para facilitar su inserción en el taladro.

La fricción en el contacto con la superficie del taladro y la superficie externa del tubo ranurado constituye el anclaje, el cual se opondrá al movimiento del terreno circundante al perno, logrando así una tensión de carga.

En terrenos altamente fracturados, no se recomienda su uso, debido a que el anclaje depende en alto grado de la calidad de la roca.

Son susceptibles a la corrosión en presencia de agua, los pernos deberán ser galvanizados.

Tipo "Swellex"

Swellex es un perno de anclaje que consta de una platina unida a un tubo que se dobla sobre sí mismo y cerrado por un extremo. Introducido el perno de anclaje en el taladro y mediante un flujo de agua a presión se expande el perno contra la superficie del taladro, esto crea una fricción contra el terreno creando así el anclaje.

Pueden utilizarse en la mayoría de terrenos, sin embargo funcionan mejor donde se asegure un mayor contacto con la superficie del taladro.

7.3.2.4 Perno de anclaje de expansión en punta

Consiste en una barra de acero en el extremo, que se introduce en el taladro, alberga un mecanismo de cuña y rosca. Este mecanismo permite mediante la rotación de la barra expandir la cuña para así anclar el perno al terreno. Por eso su

anclaje al terreno depende básicamente de la fricción que crea la cuña de expansión contra el terreno.

Depende en gran medida de la calidad del terreno y de la regularidad en la superficie del taladro.

Aunque es un sistema poco utilizado ya que con el tiempo el sistema va perdiendo tensión por la relajación de la cuñas. Su principal ventaja es que pueden tensarse mediante una llave dinamométrica y proporcionar más confinamiento al terreno. Solución que en terrenos con alto grado de presión cuando se den situaciones de estallido de rocas, pueden resultar útiles.

7.3.3 CONTROL DEL PERNO DE ANCLAJE.

El control de la instalación de los pernos, tendrá como base lo establecido en el proyecto, verificando el patrón implantado utilizando equipos de topografía.

Su colocación en obra suele venir definidas por densidades de pernos por m², aunque lo más práctico en obra es definir el número de pernos transversales por metro longitudinal de la excavación. Los espaciamientos tanto transversales como longitudinales de los pernos oscilan entre 0.5m y 4 m.

7.4 CERCHAS.

Las cerchas son perfiles de acero laminados en forma de arco, que ejercen una función resistente, cuando trabajan en contacto con el terreno ([Figura 7.1](#)); por tanto se han de colocar en contacto con el mismo a lo largo de toda su longitud y firmemente apoyadas en el suelo.

Figura 7.1 Cerchas son perfiles de acero laminados en forma de arco



7.4.1**NECESIDADES, REQUISITOS Y ESPECIFICACIONES.****Alineación y sección:**

Se requiere definir claramente la alineación y el gálibo que se necesita para la utilización en la obra y, por tanto, la sección transversal libre. Una de las ventajas esenciales de los cuadros metálicos es su facilidad para adaptarse a diferentes formas y tamaños. Fijado el gálibo necesario, complementado con los usos a dar, estudios de estados tensionales y se define la forma deseada.

Dimensiones:

En general, lo expuesto en el presente capítulo es para las dimensiones normales de las excavaciones, es decir para aberturas de vanos libres de 10 m o menos.

Los principios de sostenimiento serán los mismos para un gran túnel de 10 m o una pequeña galería de 3 m, obviamente adaptando las resistencias de los elementos al tamaño de la excavación; en el caso de los cuadros metálicos se deberá variar el módulo resistente.

Cuando se pretenda, realizar excavaciones de mayor magnitud, se deberá efectuar por fases; en dichos casos los cuadros metálicos siguen siendo de aplicación mediante el empalme de tramos.

Los cuadros como protección:

En este caso, la función básica de los cuadros es brindar protección, contra los daños de caída de rocas por desprendimientos superficiales. Generalmente, los cuadros usados tienen un módulo resistente, pequeño o mediano (peso por metro de perfil de 10 a 30 kg/m). Son usados conjuntamente con las mallas, telas metálicas de simple, doble o triple torsión, malla electro soldada colocada entre el cuadro y el terreno.

Los cuadros como sostenimiento:

Los cuadros, aquí actúan como un elemento de soporte de la carga muerta de la roca suelta y como suministrador de confinamiento, para ralentizar la deformación del terreno y la convergencia de las paredes del túnel.

Las condiciones de uso son similares al del caso anterior, pero los módulos de los cuadros (20 a 50 kg/m) tienen que ser adaptados al tamaño del túnel y las condiciones del terreno. Puede ser usado solo o en conjunción con revestimientos tales como, tablas de madera, telas metálicas, mallas, electro soldada, placas metálicas o de concreto proyectado.

Los cuadros, en especial los deslizantes, son usados como parte de un sostenimiento compuesto formado por concreto proyectado y pernos de anclaje. Este conjunto compuesto constituye una mejora del terreno, que asegurará de manera temporalmente e incluso la definitiva estabilidad de la excavación.

Requisitos de diseño:

El sostenimiento de los túneles, como cualquier otra estructura, debe cumplir una serie de requisitos, entre los cuales se puede mencionar los siguientes:

- ✓ Resistencia mecánica y estabilidad
- ✓ Seguridad en caso de incendio
- ✓ Seguridad de utilización

Los otros requisitos básicos: higiene, salud y medio ambiente, protección contra el ruido, ahorro de energía y aislamiento térmico, tienen una menor repercusión sobre el diseño del sostenimiento.

Resumiendo, se puede decir que el requerimiento básico de cualquier sostenimiento de un túnel subterráneo, es controlar el movimiento del terreno alrededor de la excavación, tanto durante la ejecución, como en la explotación del mismo, de modo que el túnel mantenga una dimensión suficiente y no se produzcan derrumbes parciales ni totales, ni deformaciones que afecten a los equipos instalados o impidan su uso.

Un túnel puede perder su utilidad o su seguridad estructural en los siguientes casos:

- ✓ La estructura pierde su impermeabilidad.
- ✓ La deformación es excesiva.
- ✓ El túnel es insuficientemente perdurable para la vida útil, que se le demanda y para su uso.
- ✓ La resistencia de los materiales de los elementos estructurales está localmente agotada siendo necesaria su reparación.
- ✓ La técnica de sostenimiento (por ejemplo en la elección de los elementos de sostenimiento por dovelas) falla o causa daños.
- ✓ Agotamiento de la resistencia de los materiales, causando roturas estructurales, sin embargo la correspondiente deformación se localiza en un área restringida durante un periodo de tiempo.
- ✓ El túnel colapsa súbitamente por causa de su inestabilidad.

Convergencia:

De lo anteriormente expuesto se deduce la necesidad de fijar, antes de iniciar la selección de un cuadro, cuál es la deformación máxima que se acepta en la obra. Ese valor es muy diferente en función del destino que se le dé.

En el caso de una galería de infraestructura, los límites admisibles son mucho más estrechos y, normalmente, no debe admitirse una pérdida de sección superior al 5%. En el caso de un túnel dicho porcentaje es mucho menor. Esa diferencia tendrá repercusiones en el diseño.

Vida útil:

Otro factor importante es el tiempo de utilización de la estructura, ya que el paso del tiempo actúa en un doble aspecto sobre la durabilidad de los materiales empleados y en que no favorece en nada a la estabilidad de las galerías por la degradación que se produce en las rocas y en los elementos de sostenimiento. Al iniciar el proyecto de una estructura se debe indicar la vida útil de cálculo, la misma que se fija en 100 años para este tipo de estructuras.

7.4.2 CONDICIONANTES.

Las obras subterráneas presentan en general, unas características importantes y diferentes de las estructuras en superficie, ya que la mayoría de las veces el terreno participa activamente en suministrar la estabilidad a la excavación.

Por consiguiente, el procedimiento del diseño de los túneles, en comparación con las estructuras en superficie, es mucho más dependiente del terreno y factores como la situación del emplazamiento, las características del suelo o roca y del método de excavación y sostenimiento usado tienen gran relevancia.

Terreno:

En lo relativos al terreno en el que se encuentra la obra, se asume que se trata de un terreno homogéneo, pero en la práctica es frecuente que eso no sea así.

En caso de encontrarse con un terreno constituidos por una sucesión de formaciones geológicas diferentes, de débil espesor en relación a las dimensiones de la obra, generalmente se utilizarán las características medias de los terrenos encontrados en la mitad superior de la obra, hasta una distancia de la pared interior del túnel, igual a un radio medio de la excavación.

No obstante se asegurará que las características de los terrenos, no incluidos en la citada zona (bien sea en los hastiales, en la solera o en la bóveda más allá del espesor fijado) no son de una característica que puedan comprometer la estabilidad de la excavación.

Geología:

Antes de iniciar el diseño de un sostenimiento, es esencial disponer de una interpretación geológica e hidrogeológica del terreno esperado, en especial tener definida la zonificación.

Geotecnia:

Además se considera que se dispone de la base de datos geotécnicos (sondeos, testigos, ensayos y otros) y que se ha realizado la interpretación de esos datos (asignando valores de las características).

Efectos del tiempo:

Conviene hacer una reflexión sobre el comportamiento y probable evolución de las características anteriores, siempre contemplando el requisito de la vida útil. Con el paso del tiempo se va a producir meteorización, pérdida de características, variaciones en el nivel freático, variación de las presiones sobre el macizo, etc. Hasta ahora se ha supuesto que la respuesta del macizo rocoso a la excavación y al sostenimiento era instantánea, lo cual no es cierto, pues la deformación del macizo rocoso, ante la tensión tiene una inercia que debe ser modelizada mediante modelos geológicos.

Muy pocos macizos rocosos conservan inalterables sus propiedades mecánicas durante el paso del tiempo. Las rocas más sensibles en este aspecto son las sales que presentan deformaciones muy importantes en el tiempo, aun manteniendo la tensión constante e incluso muy por debajo de la tensión de rotura. También la mayor parte de las rocas sedimentarias poco litificadas, como argilitas, limolitas y lutitas, son altamente sensibles al efecto del agua. Otro tanto sucede, aunque en menor escala, con la mayor parte de las margas y con las areniscas poco cementadas. Incluso los macizos rocosos más resistentes, sufren un proceso de degradación mecánica ante los efectos de las vibraciones, producidas por las voladuras, las generadas por el paso de las máquinas utilizadas en la excavación y ante los cambios de temperatura y humedad ambientales.

Todo lo anterior se resume en el hecho concreto de que el paso del tiempo, de una manera u otra, supone una disminución de la resistencia de los macizos rocosos en los que se realizan las excavaciones.

Profundidad (altura del recubrimiento):

Se denomina profundidad al espesor del terreno, que está en la vertical de la sección estudiada. Cuando la altura del terreno es pequeña (igual a un diámetro

medio de la excavación si se trata de rocas, o de dos si se trata de suelos), la bóveda de descarga no se forma, eso tiene influencia en el supuesto de carga. Cuando la altura del recubrimiento alcanza valores muy importantes (a partir de 1000 m), las presiones geostáticas alcanzan valores importantes, lo que puede generar fenómenos de "estallido de rocas" (ROCK BURST).

Método de excavación:

El proceso de excavación tiene una influencia importante en la elección del sostenimiento a emplear. Hay que tener en cuenta que cuando se efectúa la excavación con explosivos, las secciones suelen ser irregulares, lo que es importante para la utilización de cuadros metálicos.

7.4.3 TIPOS.

Se puede decir que una cercha o cuadro es un elemento relativamente rígido situado transversalmente al eje longitudinal de la labor, pero que, en esa simetría longitudinal, supone una discontinuidad, con el objeto de soportar el peso del terreno. Están hechos de elementos relativamente rígidos para su tamaño, que están unidos por juntas, que son más o menos flexibles según el tipo de cercha que se trate. Se puede distinguir un amplio número de categorías de cerchas de acuerdo con el tipo de material con el que están hechas (madera, metal o concreto) y como estos materiales están mezclados.

Cuadros de madera:

Los cuadros de madera son raramente utilizados en la actualidad ya que se pudren, son difíciles de colocar de manera adecuada y necesitan de una mano de obra muy especializada. Pero sigue teniendo la ventaja de que se adapta con facilidad a pequeñas secciones (en el entorno de los 6 m²) y diferentes formas.

Cerchas rígidas:

Son usadas generalmente para sostener o reforzar. Dado su momento resistente, si están convenientemente colocados, retrasan y limitan las deformaciones de los terrenos que les rodean.

Como consecuencia de su alta resistencia a la deformación, algunas formas pueden producir una rotura súbita si la presión ejercida por el terreno al impedir su deformación excede la resistencia de la cercha; esto puede ocurrir en particular en secciones grandes bajo un recubrimiento profundo.

Considerando esta limitación, son un tipo de cuadros adecuados para ser usados en aquellos casos que es esencial conservar la sección con poca deformación o donde el espesor del terreno descomprimido alrededor del túnel, debe ser limitado de una manera estricta (túneles urbanos bajo escaso recubrimiento).

Se puede distinguir entre formas simples, pareadas y de celosía.

Formas simples:

Generalmente se utilizan formas comerciales, IPN o IPE (perfiles laminados en caliente con alas paralelas o inclinadas) o perfiles HEA (perfiles de alas aligeradas), HEB (perfiles de alas largas), HP (de alas y caras paralelas para pilares), aunque pueden utilizarse otros. Por razones de peso los perfiles usados rara vez sobrepasan los 220 mm.

Para adaptarse a la forma de la excavación, se utilizan perfiles curvados en frío, adecuados a los radios para poder montarse paralelos al terreno o por tramos rectos empalmados formando una poligonal. Las fuerzas locales de flexión son

mayores en éste último caso, lo que debe ser tenido en cuenta. Cada arco contiene varios elementos, desde dos hasta diez, de acuerdo al tamaño del túnel; las dimensiones de cada elemento del arco se determinan de acuerdo al gálibo máximo disponible en el túnel, gálibo en el transporte y compatible con un peso manejable por el equipo de colocación. En el caso de trabajos subterráneos de una sección relativamente grande (mayor de 30 m²), suele ser mejor, realizar la excavación en varias fases, lo que permite primero montar una corona que descanse sobre pies de carga temporales (para la cual se pueden usar gatos hidráulicos). El resto de los componentes del arco se montan cuando avancen los laterales.

En grandes secciones, el sostenimiento temporal de las patas puede ser suministrado por anclajes cortos colocados en ambos lados del arco. Los elementos de un arco se unen para formar el arco completo mediante uniones atornilladas. El modo más normal de empalme es por medio de placas de testa, aunque también se pueden utilizar chapas cubrejuntas de alma y alas.

Cuadros de perfiles ligeros o carriles:

Cuando se necesitan momentos resistentes escasos, se utilizan algunos cuadros hechos de perfiles simples, tales como canalones de 10 a 30 kg/m y carriles reciclados. Para aquellos túneles que tienen un área de la sección recta pequeña (menos de 15 m²) se utilizan una pieza doblada o en varias piezas. Esto es lo frecuente para túneles con una sección recta media de (15 a 35 m²), unidos por placas cubre juntas. Rara vez son usados para túneles que tengan una gran sección recta.

Cuadros de chapa doblada:

Estos elementos, hechos de chapas de metal ondulado y plegado, son delgados (2 a 4 mm) y ligeros (5 a 10 kg/m). Son similares a los usados para blindaje, curvados al radio de la excavación y atornillados juntos, pero son colocados a lo largo del túnel sin llegarlo a recubrir por completo, como anillos independientes, en cuyo caso su espaciado depende de la estabilidad del terreno o tocándose, si el terreno está sistemáticamente fracturado.

Existen otros tipos de cuadros como son los de formas compuestas, los arcos de celosía y las cerchas reticuladas, los cuadros telescópicos y deslizantes y los arcos de concreto con armadura reticulada o prefabricada de concreto armado.

7.4.4 ELEMENTOS AUXILIARES.

Para complementar la interacción del cuadro metálico con el terreno son necesarios elementos auxiliares que facilitan la distribución de fuerzas en el conjunto del sostenimiento.

Como elementos auxiliares podemos definir:

- ✓ Chapa perforada
- ✓ Patas (normales y de elefante)
- ✓ Tresillones

Las cerchas se colocan paralelas entre sí (tramos de alineación recta) y radialmente (tramos de curva) pero siempre transversalmente al eje de la alineación. Entre ellas se deja un espacio que varía entre 0.5 m a 1.50 m, según la calidad del terreno, formando así un armazón a modo de costillas contra el terreno.

En diferentes situaciones, el espacio que se genera entre las cerchas se recomienda cubrirlo, para que las tensiones del terreno se repartan de mejor manera, y la

estructura trabaje de manera más uniforme. Se realiza mediante chapa perforada a modo de piel, apoyando los laterales en las cerchas y así conformar una superficie cubierta. La chapa perforada sirve de encofrado perdido, como base para poder rellenar sobre excavaciones o en zonas donde hubieran pequeños desprendimientos.

El uso de chapa perforada es básico en el llamado método Bernold, método de sostenimiento rígido poco utilizado, pero que puede ser útil en determinadas situaciones. Consiste en la colocación de chapas, apoyadas en las cerchas, perforadas y troqueladas (llamadas chapas tipo Bernold) en todo el perímetro de la excavación. Se deja un espacio entre la chapa y el terreno para así poder ejecutar el sostenimiento, que suele ser de hormigón bombeado o concreto proyectado. Una vez fraguado el conjunto se retiran las cerchas que servían de apoyo a las placas, las cuales posteriormente se recubren con concreto proyectado, dándole así un recubrimiento que alarga su durabilidad.

El apoyo de las cerchas es muy importante porque son los puntos donde la estructura transmite las cargas. Por lo tanto requiere de una base estable y preformada en taller, que asegure la estabilidad. Cuando las pendientes y rampas de la alineación vertical son apreciables, se recomienda una base que se adapte a la inclinación para su buen apoyo.

Cuando se prevean grandes asientos durante la excavación, es recomendable la utilización de bases de apoyo mayores o conformadas de tal manera que los esfuerzos estén mejor repartidos. Existen bases llamadas “patas de elefante” que se utilizan en fases de avance durante la excavación, cuando los terrenos a atravesar son de mala calidad geotécnica. También su uso en fase de avance asegura que al realizar la excavación de la destroza, no se descalce el sostenimiento del avance en su totalidad.

Para dar solidez a las cerchas y puedan trabajar de manera conjunta, se colocan tresillones a modo de anclaje entre cerchas, que normalmente son barras de acero, que mediante unas platinas van sujetos a las cerchas. También pueden ir soldados, aunque disminuye el avance en su colocación en obra. En secciones habituales de túneles carreteros, el proceso de colocación habitual en obra sería:

- ✓ Replanteo de la cercha en el frente de excavación.
- ✓ Montaje y colocación de la cercha en el frente.
- ✓ Colocación de tresillones entre la cercha recién montada y la anterior.
- ✓ Colocación de chapas si fuera necesario.

7.5 DOVELAS.

Uno de los métodos más utilizados en los últimos años en la construcción de túneles en suelos blandos (que no son autosoportantes), es el escudo o máquina tuneladora. La ventaja de esta técnica constructiva es que permite ir excavando el túnel mientras es colocado un revestimiento primario formado por dovelas prefabricadas que sirve como sostenimiento temporal o definitivo a la excavación. Esto ha permitido excavar túneles cada vez con mayor; diámetro, profundidad, velocidad y precisión.

Las dovelas son generalmente de concreto reforzado y se colocan gracias a una máquina perforadora que también se encarga de la excavación del túnel. En dicha máquina, un elevador levanta las dovelas por succión, que posteriormente son

llevadas al montador, el cual a medida que avanza la tuneladora va colocando las dovelas formando así los anillos. Entre dovela y dovela se localizan juntas, así como entre anillo y anillo

Cabe decir que a medida que la tecnología de las tuneladoras ha ido evolucionando el sostenimiento, a través de las dovelas ha seguido un camino paralelo como integrante de esta tecnología. Se intenta abarcar todo tipo de situaciones, pero en la práctica, cada túnel es diferente (diámetro, terreno, longitud, TBM) que hace que cada tipo de túnel tenga su propio sostenimiento y por lo tanto un tipo diferente de dovela.

Podríamos definir el sostenimiento-revestimiento de un túnel ejecutado con TBM, como la yuxtaposición de anillos, conformados a su vez por dovelas, que en número variable forman el perímetro de la excavación.

Actualmente los anillos de dovelas son prefabricados y de concreto reforzado, y los siguientes criterios marcan el diseño empírico, que luego debe comprobarse mediante cálculos:

- ✓ Los espesores suelen estar alrededor de $1/25 - 1/30$ del diámetro
- ✓ El concreto debe tener 40-50 MPa de resistencia a compresión, al que se puede agregar refuerzo con fibras.
- ✓ Los anillos suelen dividirse entre 6 y 10 dovelas según el diámetro, procurando limitar su número para agilizar su montaje.
- ✓ El ancho de la dovela podrá estar entre 1 y 2 m.

7.5.1 TIPOS DE ANILLO.

Los anillos se diferencian en dos tipologías, dependiendo según estén limitados en planta por planos paralelos o no paralelos.

Los anillos que sean rectos, solo podrán ser utilizados para ejecutar tramos rectos, y los anillos que tengan piezas troncocónicas, se podrán utilizar para describir curvas; de igual manera se pueden utilizar en tramos rectos modificando su disposición.

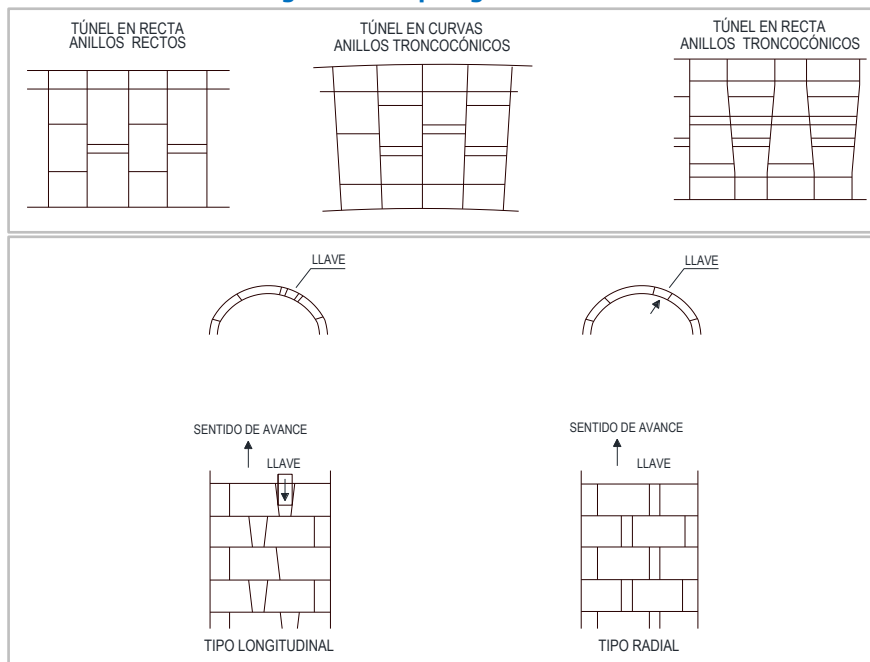
Los anillos se conforman por piezas llamadas dovelas, el número de dovelas correspondiente dependerá directamente del diámetro del túnel y la tecnología de la tuneladora para soportar el peso de cada una.

Para lograr la fijación del anillo, se utiliza la colocación de una última dovela en clave, denominada llave, que puede ser de dos tipos.

- ✓ Longitudinal, aquella que tiene forma de trapecio cilíndrico, que admite la colocación de forma longitudinal.
- ✓ Radiales, limitada en sus caras por planos convergentes en el extradós, y que solo admite colocación radial.

Al momento del montaje se debe tener en cuenta el proceso de colocación de las dovelas en el anillo, derecha e izquierda, la llave se intercala a uno y otro lado del eje vertical, se inicia colocando la solera y por último la llave. Solo podrá realizar curvaturas en planta. El anillo universal, se va realizando un giro progresivamente siguiendo un ángulo de $360^\circ/n$, siendo "n" el número de tornillos.

Figura 7.2 Tipología de anillos



7.5.2 COLOCACIÓN

La clasificación de las dovelas también se puede desarrollar mediante la forma en la que son colocadas, las que se montan bajo la protección del escudo y van siendo extraídas a medida que se avanza, y las que se montan fuera del abrigo del escudo y son expandidas contra el terreno, formando los llamados revestimientos expandidos.

7.5.3 FORMAS DE LAS DOVELAS

Dependiendo directamente de la configuración del anillo se pueden describir tres tipos diferentes de dovelas, en relación a su disposición dentro del anillo:

- ✓ Dovela de solera: generalmente igual que las otras, pero que por su disposición puede incorporar bases para la rodadura del carro del escudo y un dispositivo de desagüe.
- ✓ Dovela de contrallave: dovela adyacente a la de llave, y que debe adaptarse por lo tanto a ella, generalmente trapezoidal.
- ✓ Dovela de llave: aquella cuyo propósito es cerrar el anillo.

Otras formas de dovelas excluidas de las anteriores, son aquellas que forman las dovelas universales, y cada una de ellas funciona como clave, o aquellas, que son de forma hexagonal, con disposición de nido de abeja, y no necesitan pieza llave, ya que sus juntas radiales encajan entre sí.

7.5.4 JUNTAS Y ELEMENTOS DE FIJACIÓN

A medida que se van colocando los anillos se generan juntas radiales entre las dovelas, y circunferenciales entre anillos.

La disposición de la juntas puede ser en X, o en T, dependiendo si existe continuidad o no entre los anillos.

Existen de forma lisa, machihembradas, convexo-cóncavos y cóncavo-convexos. Las juntas circunferenciales suelen ser planas debido a su disposición.

Las uniones entre las juntas se realizan mediante tornillos de acero, que pueden ser lisos, curvos, y con tirafondo, anclados a una pieza y atornillados en la otra.

Existen algunas excepciones de unión, como es el caso de las dovelas hexagonales que debido a sus juntas radiales no necesita de tornillos e igualmente el caso de las dovelas expandidas.

7.5.5 ARMADURAS

Debido a que las dovelas son elementos de gran esbeltez, se someten a grandes esfuerzos de manipulación y a los propios esfuerzos de diseño de cargas.

Se pueden describir las armaduras según las siguientes necesidades:

- ✓ Armaduras de flexión, dispuestas en sentido circunferencial y destinado a soportar las tracciones que se originan en los procesos de manipulación y almacenamiento, así como por las cargas del terreno, asimismo se dispondrá también armaduras de reparto en sentido longitudinal.
- ✓ Armadura de refuerzo en juntas radiales, para esfuerzos de compresión elevados, son necesarias en túneles profundos con el anillo trabajando a compresión.
- ✓ Armadura de refuerzo en juntas circunferenciales, para absorber el empuje de los gatos del escudo, aunque por lo general son suficientes las de borde de flexión.
- ✓ Refuerzos, en forma de cercos, en los tornillos de fijación

7.5.6 FABRICACIÓN.

El proceso de fabricación por lo general se desarrolla de manera tecnificada utilizándose moldes metálicos prefabricados en talleres, para lograr mayor precisión en el acabado.

7.6 TRATAMIENTOS ESPECIALES

Se pueden generar tramos específicos del túnel que necesiten de un tratamiento especial, aparte del propio sostenimiento, dependiendo de la estabilidad del terreno.

7.6.1 REFUERZO SOBRE LA BÓVEDA DEL TÚNEL

El objetivo final de un tratamiento, es el de mejorar las características resistentes y deformaciones del terreno, para reducir los efectos de movimientos dentro del propio túnel como de la superficie.

Existen innumerables tipos de tratamientos del terreno, y se pueden clasificar en tratamientos de inclusión y mediante inyecciones.

El tratamiento debe contemplar el tipo de sostenimiento elegido, las características geomecánicas e hidrogeológicas, los medios mecánicos, entre otros.

7.6.2 PROTECCIÓN EN OBRAS URBANAS

En el caso de túneles urbanos se presentan diversas particularidades y condicionantes que deben tenerse en cuenta durante el ciclo del proyecto, independientes del uso que se le dé al túnel.

Dentro de estas condicionantes, en el diseño se tendrá en cuenta entre otros los siguientes:

Diseño geométrico

- ✓ Diseño geométrico en planta: parámetros como el radio mínimo de una curva, la longitud mínima de una transición, la longitud mínima/máxima de una alineación recta, etc.
- ✓ Diseño geométrico en perfil: del mismo modo que en planta, parámetros como las pendientes mínima y máxima, el valor mínimo del acuerdo vertical difieren dependiendo del uso del túnel.
- ✓ Sección transversal: a la hora de definir la sección transversal habrá de considerarse los gálibos necesarios para la explotación del túnel (tanto vertical como horizontal).
- ✓ Instalaciones: las instalaciones necesarias para la operación de un túnel varían dependiendo del uso funcional para el que se diseña y construye. Dichas instalaciones requerirán de espacio en la sección de túnel, pero también de espacios propios próximos al túnel (pozos de ventilación, recintos, salidas de emergencia, pozos de bombeo, etc.).

Otros condicionantes específicos al tipo de túnel pueden ser la ejecución de estaciones subterráneas en líneas de metro, instalaciones hidráulicas en una conducción de abastecimiento, etc.

Presencia de edificaciones y otras infraestructuras en las proximidades.

La excavación de una obra subterránea induce, al alterar el estado inicial del terreno, una serie de movimientos en las proximidades, tendentes a restablecer el estado tensional preexistente. Estos movimientos, denominados subsidencias, se transmiten a la superficie, afectando a las infraestructuras y edificaciones que se encuentren en la zona de influencia. Cuando estos movimientos son de cierta magnitud, la probabilidad de inducir daños en dichas estructuras se incrementa, añadiendo un factor de riesgo muy importante a la ejecución de la obra subterránea.

Los movimientos de subsidencia están en función de varios factores:

- ✓ Geométricos: profundidad, sección del túnel, etc.
- ✓ Geotécnicos: espesor del recubrimiento de terreno resistente, propiedades geotécnicas de los mismos, presencia de agua, etc.
- ✓ Constructivos: proceso de excavación, deformación del sostenimiento y/o revestimiento, hueco existente entre ambos, velocidad de avance, etc.

La consideración de los efectos de la subsidencia en el proyecto y ejecución de un túnel urbano implica la adopción de una metodología de trabajo que permita minimizar los movimientos a valores admisibles.

El primer punto en el que se puede actuar es en el trazo del túnel. Como norma general, en el diseño geométrico en planta hay que tender a evitar los pasos bajo edificaciones, haciendo coincidir el mismo, en la medida de lo posible, con calles, avenidas y otros. Cuando sea inevitable pasar bajo edificaciones y otras infraestructuras, habrá que procurar hacerlo a la mayor profundidad posible, compatible con los condicionantes funcionales del túnel (cota de carril de estaciones en túneles, bocas de entrada/salida en túneles carreteros, etc.). Fijado el diseño geométrico, la sección transversal, el perfil geotécnico e incluso el proceso

constructivo, se debe proceder a estimar los movimientos inducidos por la ejecución de túnel, mediante alguno de los procedimientos de cálculo.

En paralelo, es necesario realizar un inventario detallado de los edificios y estructuras que se encuentran en el entorno de la obra y que son potencialmente afectables por la excavación del túnel.

Como primera aproximación, se podrá considerar una franja de $\pm H$ m desde el eje en planta, siendo H la profundidad del eje en perfil. En dicho inventario hay que considerar la arquitectura del edificio, posición relativa respecto al túnel, tipología estructural, tipología de cimentación, estado de conservación, etc.

Evaluados estos factores es posible estimar, los valores de movimientos admisibles de cada estructura, y compararlos con los valores estimados del cálculo. Esta comparación dará una idea de la potencial afectación que podría tener la ejecución de la obra subterránea sobre las estructuras del entorno y adoptar las medidas necesarias de diversa índole, antes del inicio de las obras o durante su ejecución.

Dichas medidas pueden ser entre otras las siguientes:

- ✓ Modificar el trazo para reducir dicha afección (en planta, perfil y sección transversal)
- ✓ Modificar el proceso constructivo
- ✓ Proteger las estructuras mediante recalces, barreras de micropilotes o jet-grouting, etc.
- ✓ Mejorar el terreno mediante inyecciones
- ✓ Compensar secuencialmente los movimientos inducidos durante la excavación

Además de las posibles medidas de protección, habrá que diseñar e implementar un plan de auscultación que permita medir, durante las obras, los movimientos realmente inducidos en el terreno, en las estructuras y edificaciones colindantes. Este Plan de Auscultación ha de diseñarse en función de los movimientos calculados y de los admisibles, de forma que se contemple una mayor densidad de elementos de instrumentación y una mayor frecuencia de lecturas en aquellas zonas en las que el riesgo potencial sea más alto.

Todo el procedimiento aquí descrito, que comienza en la fase de proyecto, es un proceso vivo a lo largo de todo el ciclo de la obra, debiendo ser reproducido cada vez que varíe alguno de los condicionantes considerados.

Servicios afectados

Las redes de servicios y suministros existentes en una ciudad son múltiples, densas y, en muchas ocasiones, de gran envergadura. Dichas redes se desarrollan siguiendo el trazo de la red vial, por lo que la interferencia entre estas redes y la construcción de una obra subterránea es muy probable, teniendo especial importancia en aquellos elementos de la obra que "salen" a superficie: pozos, bocas de acceso, estaciones, etc. Las redes de servicios a considerar son: abastecimiento de agua, saneamiento, gas, suministro eléctrico, telefonía, cableado de fibra óptica, red semafórica, riego, etc. Generalmente, las de mayor importancia y complejidad son las de abastecimiento de agua, saneamiento y gas.

Ruidos y vibraciones

Otro de los aspectos que tienen especial relevancia en la ejecución de obras subterráneas en ámbito urbano es la generación de ruidos y vibraciones en su interior, y su transmisión al entorno urbano, especialmente sensible a este tipo de molestias. La legislación actual establece los niveles de ruido y vibración permisibles. Estos ruidos y vibraciones se pueden generar tanto en fase de obra como de explotación. Los ruidos generados en fase de obra se deben fundamentalmente a las instalaciones auxiliares necesarias y a la maquinaria que trabaja en obra. Su consideración no difiere de cualquier tipo de obra en ámbito urbano, aplicando las medidas necesarias para intentar minimizar dichas emisiones sonoras: limitación de velocidad de circulación para la maquinaria, revisión y control periódico de los silenciadores de la maquinaria, establecimiento de límites horarios para los trabajos más ruidosos, etc.

En cuanto a su consideración en fase de operación, se presentan principalmente en túneles dedicados al transporte, tanto carretero como ferroviario. En el caso de los túneles de carretera, el problema fundamental es el ruido localizado en las bocas de entrada y salida al túnel. La reverberación del ruido generado en el interior hace que éste salga amplificado al exterior (efecto túnel), de forma que el nivel de ruido existente es superior al que habría si el trazo fuese en superficie. A este "efecto túnel" hay que añadir la reflexión que se produce en los muros laterales de las bocas de acceso.

Considerando que el ruido de los vehículos se origina fundamentalmente en el motor y en el contacto neumático – pavimento (rodadura), se pueden identificar los elementos principales en los que se puede actuar para reducir los niveles sonoros:

- ✓ Reducción del ruido motor: dependiente de los fabricantes de automóviles, mediante un adecuado aislamiento acústico del mismo.
- ✓ Reducción del ruido por rodadura: utilizar pavimentos porosos, con mayor capacidad de absorción de sonidos.
- ✓ Reducción de la reverberación en interior de túnel y muros laterales de las bocas de acceso: para ello, se utilizan paneles fonoabsorbentes en todo el acceso y en unos 50 m hacia el interior.

En el caso de tráfico ferroviario, tanto los ruidos como las vibraciones (éstas últimas son más importantes debido a la carga por eje, muy superior al del tráfico carretero, así como la rigidez del contacto) se generan en el contacto rueda - carril, dependiendo fundamentalmente de:

- ✓ Aparición de imperfecciones en la rueda
- ✓ Irregularidades en carril y vía
- ✓ Características mecánicas del material móvil (pesos, suspensiones, etc.)
- ✓ Características mecánicas de la vía (rigidez vertical)

Afectación al patrimonio histórico y paisajístico

Dentro del conjunto de aspectos medioambientales que han de tenerse en cuenta en el diseño y ejecución de una obra subterránea (recogidos en el procedimiento ambiental de obligado cumplimiento para toda obra civil), varios de ellos presentan ciertas singularidades al tratarse de entornos urbanos, y requerirán de una consideración especial a la hora de abordar las distintas fases de la obra.

Se pueden distinguir los siguientes:

Gestión de los residuos generados: Clasificando residuos genéricos de cualquier tipo de obra (materiales sobrantes, aceites y grasas, plásticos, etc.) y los materiales procedentes de la excavación. Respecto a éstos, toda obra subterránea genera excedentes de tierra que, en caso de no poder ser reutilizados, deben ser trasladados a los depósitos de materiales excedentes (DME) autorizados. Esto, que ya de por sí es un problema en obras en campo abierto, se complica cuando la obra es urbana.

En el caso de proceder a excavar con una EPB (o hidroescudos), el material excavado va mezclado con espumas y otros aditivos (lodos bentoníticos en el caso del hidroescudo), lo que complica aún más el tratamiento de residuo, no tanto por la presencia de éstos como por generar un material no reutilizable. En los últimos años se ha abierto una vía de tratamiento del residuo con cal que reduce el contenido de humedad del material que sale de la tuneladora de tal forma que a escasas horas de la mezcla se ha convertido en un suelo, que permite ser reutilizado en otras obras públicas.

Afectación al suelo: En obras situadas fuera del ámbito urbano, la principal afectación deriva de su ocupación, y consiste en eliminación de cubierta vegetal, degradación de sus condiciones edáficas, etc. En el caso de una obra urbana, tiene mayor importancia la degradación de las calles y avenidas, usualmente con gran densidad de ocupación, al ser éstas los caminos utilizados por la extracción de tierras, suministro de hormigón, etc.

Afectación a la calidad del aire: independientemente de la ubicación de la obra, pueden deberse a la contaminación del mismo por los gases de escape de la maquinaria y por la generación de polvo en fase de obra (tareas de excavación o perforación, carga y descarga de escombros, tráfico rodado en superficies sin asfaltar, acopios, etc.) o por los gases de escape de vehículos en fase de explotación para túneles carreteros (de mayor importancia que en fase de obra). En el caso de obras subterráneas, debe establecerse un adecuado sistema de ventilación, que garantice estándares de calidad del aire en el interior del túnel, compatibles con los usos previstos. Además debe garantizarse el cumplimiento de la normativa de calidad del aire en los pozos de salida de la ventilación, en los que se concentran las emisiones extraídas del túnel.

Afectación al patrimonio histórico y cultural: En general, las ciudades se han desarrollado alrededor de asentamientos más o menos antiguos, por lo que el patrimonio arqueológico y paleontológico que subyace en las zonas urbanas es de primer orden, y hay cierta posibilidad de verse afectado por la construcción de una obra subterránea (especialmente las que se construyen desde superficie). Por ello, desde la fase de proyecto, es necesario contar con un control arqueológico y paleontológico adecuado, realizado por un equipo especializado de arqueólogos y paleontólogos, que permitan minimizar las pérdidas de patrimonio. En caso de que apareciera un yacimiento, habrá que documentarlo de forma exhaustiva para proceder a valorarlo, excavarlo y recuperarlo, de acuerdo a la normativa vigente.

Afectación al entorno urbano y paisajístico: Es recomendable que los túneles urbanos discurran bajo zonas públicas: calles, parques, instalaciones deportivas, etc. En el caso que el túnel se ejecute desde superficie (cut and cover) o tenga elementos que generen ocupación (pozos, bocas de acceso, estaciones, etc.), la



zona ocupada deberá ser inventariada y estudiada, compatibilizando los elementos existentes con la ejecución de las obras, y diseñando un estado final de la zona acorde al entorno.

En necesario desarrollar acciones orientadas a la protección in situ de especies de árboles que puedan permanecer durante la ejecución de las obras, trasplante de aquellas que no puedan mantenerse, traslado de mobiliario urbano, etc. Es habitual que se proceda tras la finalización de las obras a la regeneración del entorno, más allá de las zonas estrictamente afectadas por la ejecución de la infraestructura.

CAPÍTULO VIII AUSCULTACIÓN EN TÚNELES

8.1 GENERALIDADES.

Los trabajos de ejecución de un túnel afectan el entorno donde se ejecuta la infraestructura. El seguimiento geológico-geotécnico aporta los criterios básicos para definir los sostenimientos y métodos constructivos. No obstante, es necesario complementar esta información con los datos de la auscultación, es decir la medida sistemática de las deformaciones y tensiones como consecuencia del proceso de excavación y sostenimiento primario. Estas medidas se toman en secciones cuyo espaciado depende de la calidad geomecánica del terreno, del orden de 20.00 a 50.00 m, e incluso inferiores en terrenos de mala calidad.

Las medidas se efectúan a intervalos frecuentes en las fases inmediatas a la excavación, del orden de una medida diaria en la primera semana y más espaciadas conforme transcurre el tiempo.

Las afectaciones pueden ser en un sentido u otro en el terreno circundante, en superficie hidrogeológica, taludes, hastiales, en toda la galería (bóveda y contrabóveda), y desde la fase de proyecto, construcción y posterior mantenimiento.

En fase de proyecto nos servirá para conocer y determinar condicionantes previos como niveles freáticos, zonas de desprendimientos o deslizamientos y otros.

Durante la fase de construcción es cuando adquiere mayor importancia la auscultación, ya que nos será útil para comprobar hipótesis de cálculo utilizadas, comprobar comportamientos del terreno o determinar secciones de sostenimiento, y en fase de conservación y mantenimiento nos será útil para comprobar que la evolución en el tiempo no origina nuevas inestabilidades o acelera inestabilidades antiguas.

En la [Tabla 8.1](#) se exponen las afectaciones principales y la instrumentación adecuada para su auscultación:

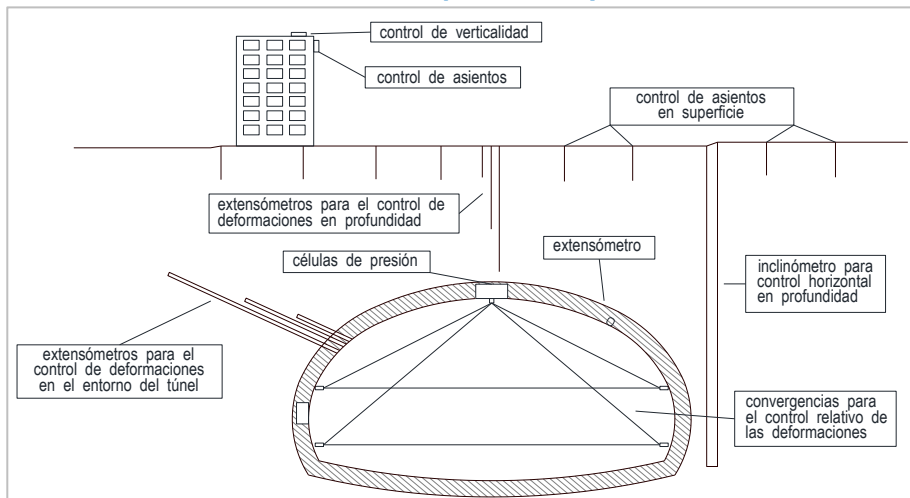
Tabla 8.1 Tipos de auscultación

TIPO DE AUSCULTACIÓN		INSTRUMENTACIÓN
I. GEOMÉTRICA	a) Control topográfico de asiento de portales, deformación de la sección de excavación	Nivel, estación total inclinómetros fisurómetros GPS.
	b) Control de los movimientos horizontales en el macizo rocoso	inclinómetros
	c) Control de las deformaciones del macizo en profundidad	extensómetros
	d) Control de la deformación de la sección de excavación	cinta de convergencia o extensométrica
2. TENSIONES Y ESFUERZOS	a) Control de la presión de los elementos estructurales	célula de presión
	b) Control de la tensión en los anclajes	célula de carga
3. PRESIÓN DE AGUA	a) Control de la presión intersticial en el terreno	piezómetros y pozos

8.2 CONTROL DE MEDIDAS E INSTRUMENTACIÓN.

Para la auscultación de las magnitudes a controlar, la instrumentación más utilizada, es la siguiente:

Figura 8.1 Instrumentalización de una sección de auscultación en un túnel excavado mediante perforación y voladura



8.2.1 AUSCULTACIÓN DE MOVIMIENTOS.

8.2.1.1 Control topográfico.

Mediante niveles, estaciones totales y otros, se realizan mediciones y cálculos con métodos topográficos. Permitiendo mediante coordenadas controlar movimientos tanto en el túnel como en el entorno, a través de una red de prismas, dianas, hitos, bases y otros, previa y estratégicamente instalada.

Se utiliza de manera habitual, entre otros, para controlar el exterior e interior del túnel los siguientes:

- ✓ Asentamientos en superficie
 - ✓ Cabeceras de taludes en portales
 - ✓ Estructuras adyacentes
 - ✓ Descenso de la clave
 - ✓ Convergencias
 - ✓ Levantamiento de solera
- } en el exterior
 } en el interior

En fases de mantenimiento y conservación, la automatización de la recolección de datos, es una solución óptima que se viene utilizando con mayor frecuencia. La instalación de estaciones robotizadas permite el envío de datos mediante un sistema de comunicaciones en tiempo real a través de medios electrónicos.

Cuando los túneles recorren zonas urbanas, se ven afectadas estructuras, edificios y otras construcciones, situados en la zona de influencia. Para auscultar y tener controlados los movimientos que puede ocasionar la excavación, se instalan principalmente en edificios y monumentos los siguientes instrumentos:

- ✓ Inclinómetros, para verificar inclinaciones

- ✓ Fisurómetros, para controlar fisuras o grietas
- ✓ GPS, en edificios o monumentos de especial atención

8.2.1.2 Inclinómetros.

Para poder auscultar los movimientos horizontales y su deformación en profundidad que sufre el terreno se utilizan los inclinómetros.

El funcionamiento del inclinómetro basa el cálculo del movimiento horizontal del macizo, en las mediciones angulares con respecto a la vertical. La medida de las desviaciones angulares a diferentes profundidades genera un gráfico (movimiento horizontal-profundidad) con el que se interpreta la deformación del terreno. La superposición de diferentes lecturas del inclinómetro en el mismo gráfico, genera la evolución de la vertical y se puede deducir el movimiento horizontal sufrido por el macizo rocoso.

figura 8.2
esquema de instalación de un inclinómetro

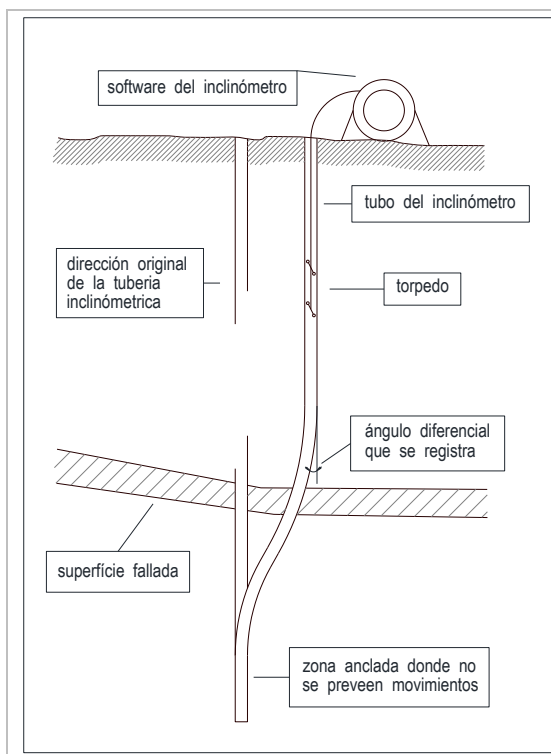
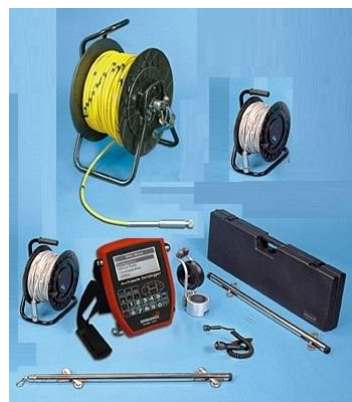


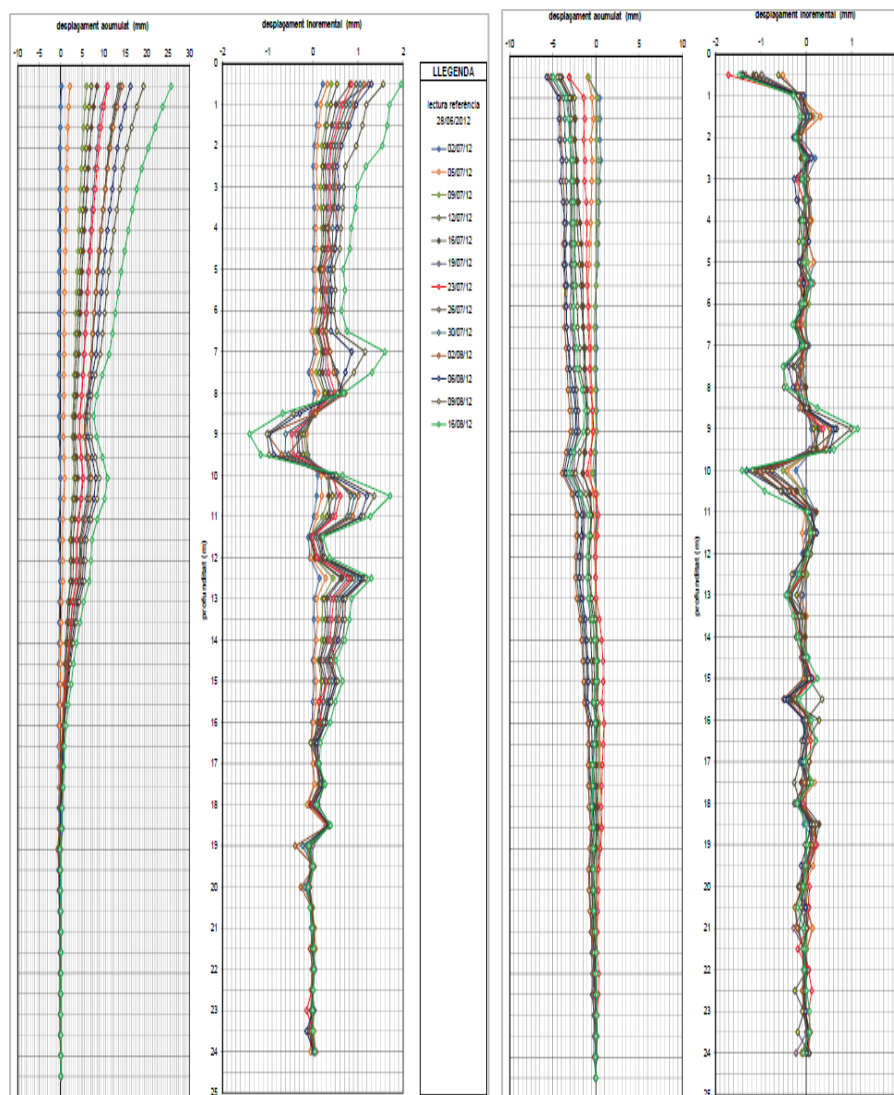
figura 8.3
equipo completo de inclinometría



Establecida su ubicación, debe definirse su longitud, la que debe ser suficiente para que al final del inclinómetro sea un punto fijo. Posteriormente se realiza un sondeo mecánico y se introduce una tubería metálica por donde se colocará la sonda inclinométrica. La tubería refleja los movimientos del terreno que a su vez son detectados por la sonda.

Se realizan mediciones en profundidad cada 0.5 m y en dos ejes ortogonales, marcados en la tubería. La sonda comunica los datos a la unidad de lectura que posteriormente son volcados a un ordenador.

Figura 8.4 Gráficos de presentación de los resultados de un inclinómetro



8.2.1.3 Extensómetros.

Durante la excavación del túnel, en el macizo se producen desplazamientos debido a la descompresión sufrida, llegando incluso a la plastificación del terreno. Para poder cuantificar y controlar estos movimientos se instalan extensómetros.

Existen diferentes tipos de extensómetros, como los magnéticos, el extensómetro incremental, pero el habitual en obras es el de varillas.

Para conocer la deformación del terreno, el extensómetro de varillas mide la deformación de varillas ancladas a diferentes profundidades en el terreno. Así obtiene los desplazamientos relativos entre la cabeza y el final del anclaje,

pudiéndose visualizar en un gráfico deformación-tiempo, la evolución de la descompresión del terreno.

Ubicados en el hastial del túnel normalmente, también pueden utilizarse en el exterior en superficie.

Los trabajos para su instalación, se inician con la perforación de un sondeo mecánico en el terreno, seguidamente se coloca el sistema de varillaje y su posterior inyección con lechada para anclar al terreno.

Figura 8.5 Esquema de un extensómetro de varillas



8.2.1.4 Extensímetros.

Los extensímetros de cuerda vibrante permiten registrar las deformaciones de los elementos estructurales. Se instalan en las dovelas, perfiles metálicos y concreto proyectado.

Figura 8.6 Instalación de un extensímetro de cuerda vibrante

Conocido el módulo de elasticidad (en el acero) o el módulo de Young (en el concreto) y su deformación, nos dará una idea del estado tensional al que está sometido el elemento estructural.

8.2.1.5 Cintas extensométricas o de convergencia.

Al ser excavada la sección del túnel sufre deformaciones en el perímetro de la sección. Para poder comprobar que las deformaciones son aceptables se deben auscultar y se realiza mediante lecturas con cintas extensométricas.

Para auscultar las curvas de convergencia en una sección, se anclan pernos especiales en la superficie a auscultar (sostenimiento o revestimiento). Estos pernos ($\pm 30.00 - 40.00$ cm) deben estar adaptados a la cinta extensométrica, que pueden ser con rosca final o una argolla dependiendo del modelo. Se disponen de manera estratégica en la sección a controlar, normalmente en forma triangular.

Las lecturas se realizan visualmente mediante la colocación de la cinta extensométrica entre dos pernos. La cinta es metálica y de invar (aleación especial de metales que minimiza las contracciones y dilataciones por temperatura) y mediante comparadores o display electrónico se realiza la lectura. Son lecturas relativas, por lo que no deben usarse como único sistema de auscultación.

Teniendo presente que la deformación del macizo se inicia por delante del frente de excavación, los pernos deben colocarse lo más próximos al frente para recoger el máximo de deformación. Debe tenerse en cuenta que el movimiento de la maquinaria, inutiliza muchas veces los pernos en la zona de trabajo; la distancia recomendable para su instalación sería a unos 20 m del frente.

Figura 8.7 Lectura de la cuerda oblicua**Figura 8.8 Lectura de la convergencia horizontal**

Es recomendable realizar lecturas de convergencia en cada sección de sostenimiento y dentro de una sección de sostenimiento cada 25.00-50.00 m, reduciéndose a 10.00-15.00 m en zonas de especial atención.

Es un sistema de auscultación con el que se obtienen resultados en forma inmediata y de alta precisión llegando a 1/10 mm en el que la lectura se realiza manualmente, por lo que es el sistema más utilizado

8.2.2 AUSCULTACIÓN DE TENSIONES.

8.2.2.1 Células de presión.

Para conocer la presión a la que se ven sometidos los elementos estructurales en el túnel se instalan células de presión.

Figura 8.9 Células de presión**Figura 8.10 Instalación de una célula de presión**

Se definen como instrumentos formados por 2 placas de acero de forma circular o cuadradas rellenas en su interior por un fluido volumétricamente estable a cambios de presión y temperatura, generalmente aceite. Las variaciones de carga se reflejan en cambios de presión en el líquido que a la vez son transmitidas y recogidas por un transductor. Este transductor puede ser según la tecnología empleada: eléctrico, neumático o hidráulico. Los eléctricos son los más utilizados, debido a su mayor precisión y la automatización de las lecturas y tratamientos de los datos. Los transductores eléctricos habituales son los de cuerda vibrante.

Es importante ubicar la célula de presión en la posición correcta para lograr así presiones radiales o presiones tangenciales, según sea lo deseado, se instalan principalmente para conocer la presión que ejerce el terreno:

- ✓ Sobre el sostenimiento en un túnel ejecutado con el NATM o sobre las dovelas en un túnel ejecutado con TBM (presión radial)

- ✓ En el revestimiento encofrado de un túnel ejecutado con el NATM (presión tangencial)

Las lecturas que se recogen siempre son referenciadas a una lectura inicial antes de la colocación del sostenimiento y debe tenerse en cuenta que parte de la tensión se ha liberado antes de la colocación de la célula.

La instalación debe ser precisa y el contacto terreno-placa-concreto debe ser lo más continuo posible, muchas veces difícil de conseguir en obra; este sistema solo se utiliza en situaciones especiales.

8.2.2.2 Células de carga.

Las células de carga son sistemas de auscultación que permiten conocer la tensión y la carga principalmente en anclajes.

Figura 8.11 Células de carga



Figura 8.12 Instalación de una célula de carga



Según el sistema de medición de la célula podríamos clasificarlos en:

- ✓ Mecánicas, midiendo las deformaciones con comparadores
- ✓ Hidráulicas, con cámaras de aceite
- ✓ Neumáticas, mediante la utilización normalmente de nitrógeno
- ✓ Eléctricas, utilizando transductores de cuerda vibrante.

8.2.3 AUSCULTACIÓN DE LA PRESIÓN INTERSTICIAL.

Al construir un túnel, éste se comporta como un gran tubo de drenaje para el terreno, más aun si se ejecuta debajo del nivel freático, pudiendo ocasionar daños, si no se lleva un control del mismo:

- ✓ Agotamiento de acuíferos
- ✓ Variaciones de los empujes del terreno afectando estructuras colindantes
- ✓ Arrastre de finos ocasionando inestabilidades
- ✓ Inundaciones del túnel.

Para llevar a cabo una auscultación y control del nivel freático y la presión intersticial, se instalan piezómetros y se realizan pozos de observación.

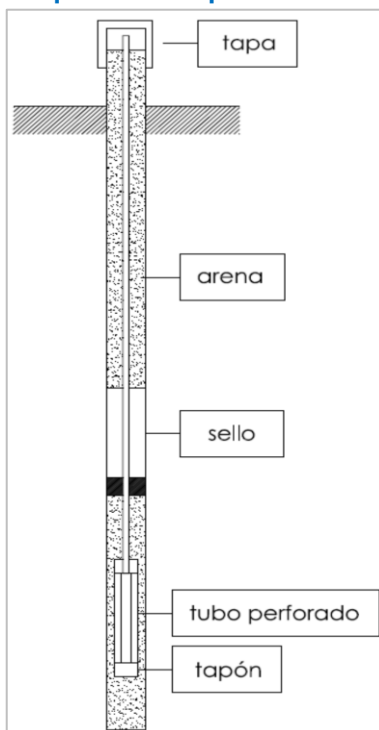
8.2.3.1 Pozos de observación.

Consisten en sondeos mecánicos que atraviesan el terreno, donde se coloca una tubería ranurada, envuelta con geotextil para evitar obturaciones de finos, en toda su longitud. El espacio anular entre el sondeo y la tubería se rellena con material filtro, asegurando la permeabilidad. Para la realización de la medida del nivel freático se introduce en el pozo una sonda piezométrica.

8.2.3.2 Piezómetros de Casagrande.

Para obtener la evolución del nivel freático en una zona determinada, se instala el piezómetro de Casagrande, que consiste al igual que los pozos de observación, en la realización de un sondeo y la introducción de una tubería ranurada. La tubería en este caso no está ranurada en toda la longitud, sino solo en la zona de estudio. Para sellar la zona a controlar se utiliza un tapón de bentonita (± 60 cm). La tubería en la zona donde está ranurada va recubierta con geotextil y material filtro. En el resto de tubería el relleno el cual suele ser lechada de cemento.

Figura 8.13 Esquema de un piezómetro de casagrande



8.2.3.3 Piezómetros cerrados.

Consiste en la introducción de un transductor piezométrico en el interior del sondeo, instalándose a la cota deseada obturándolos mediante tapones de bentonita.

Si se desea, mediante tapones de bentonita, pueden instalarse varios a diferentes niveles.

Los piezómetros cerrados recogen las presiones intersticiales y según el transductor de medida utilizado pueden ser:

Neumáticos: son fáciles de utilizar y de instalación simple, aunque con presiones bajas no son muy precisos.

Cuerda vibrante: son de mayor precisión, incluso pueden recoger presiones negativas y son fáciles de automatizar en la lectura de datos, aunque con el tiempo pueden presentar problemas de corrosión.

Figura 8.14 Piezómetro de cuerda vibrante


8.3 PLAN DE AUSCULTACIÓN.

Es recomendable que un plan de auscultación adecuado incluya las 3 fases de la infraestructura: proyecto, obra y conservación.

Para la elaboración de un plan de auscultación es buena práctica que sea adaptable y se base de preferencia en el anterior plan de auscultación realizado

Un plan de auscultación debe incluir los siguientes aspectos:

- ✓ Debe definir los parámetros a controlar de acuerdo a la metodología de cálculo empleada, para que los parámetros puedan ser comparados
- ✓ Definición de los sistemas de auscultación y su instrumentación.
- ✓ Deberá sectorizarse la obra en zonas según el requerimiento de la intensidad de la auscultación, teniendo en cuenta criterios, como el método de ejecución, la cobertura, presencia de agua, geología, estructuras próximas, etc., definiendo secciones de instrumentación según el nivel de control: básico, medio e intenso.
- ✓ Se deberá incluir un plan de instalación de los instrumentos de medición, y coordinar los trabajos de ejecución del túnel, para interferir lo menos posible.
- ✓ Se establecerán frecuencias de lectura, que irán principalmente ligadas a la distancia al frente de excavación y el nivel de intensidad en el control, las que deberán adaptarse a las circunstancias particulares de cada obra.

A modo de referencia y como punto de partida se adjuntan las siguientes tablas.

Tabla 8.2 Frecuencias de lectura

Frecuencia de lectura. Túnel excavado con TBM.

DISTANCIA DESDE EL FRENTE DEL TÚNEL (m)	NIVEL DE CONTROL		
	NORMAL	MEDIO	INTENSO
Entre (-300 m y - 200 m) y (+100 m y + 200 m)	1 lectura quincenal (piezómetros) 1 lectura semanal (resto)	1 lectura semanal (piezómetros) 2 lecturas semanales (resto)	2 lecturas semanales (piezómetros) 3 lecturas semanales (resto)
Entre (-200 m y -100 m) y (+50 m y + 100 m)	1 lectura quincenal (piezómetros) 2 lecturas semanales (resto)	1 lectura semanal(piezómetros) 3 lecturas semanales (resto)	2 lecturas semanales (piezómetros) 1 lectura diaria (resto)
Entre (-100 m y + 50 m)	1 Lectura semanal (piezómetros) 1 lectura diaria (resto)	1 lectura semanal(piezómetros) 2 lecturas diarias (resto)	2 lecturas semanales (piezómetros 3 lecturas diarias (resto)

FUENTE: TRABADA, GONZÁLEZ Y DÍEZ (2010)

Tabla 8.3 Frecuencias de lectura

Frecuencia de lectura. Túnel excavado con perforación y voladura

DISTANCIA DESDE EL FRENTE DEL TÚNEL (m)	NIVEL DE CONTROL		
	NORMAL	MEDIO	INTENSO
Entre (-50 m y - 25 m) y (+25 m y + 50 m)	1 lectura quincenal (piezómetros) 1 lectura semanal (resto)	1 lectura semanal (piezómetros) 2 lecturas semanales (resto)	2 lecturas semanales (piezómetros) 3 lecturas semanales (resto)
Entre (-25 m y -10 m) y (+ 10 m y + 25 m)	1 lectura quincenal (piezómetros) 2 lecturas semanales (resto)	1 lectura semanal(piezómetros) 3 lecturas semanales (resto)	2 lecturas semanales (piezómetros) 1 lectura diaria (resto)
Entre (-10 m y + 10 m)	1 Lectura semanal (piezómetros) 3 lecturas diaria (resto)	2 lecturas semanal(piezómetros) 1 lectura diaria (resto)	3 lecturas semanales (piezómetros) 3 lecturas diarias (resto)

FUENTE: TRABADA, GONZÁLEZ Y DÍEZ (2010)

- ✓ Los valores obtenidos se compararán con parámetros calculados con ciertos márgenes de seguridad, los cuales deben ser definidos previamente para controlar la evolución de la auscultación.
- ✓ Los umbrales o márgenes, estarán divididos en la escala semafórica verde-ámbar-rojo, de fácil interpretación, en función del grado de desviación respecto al valor esperado.

De manera general y como punto de partida, se pueden definir:

Tabla 8.4 Umbrales

	UMBRAL		
	VERDE	ÁMBAR	ROJO
VALOR CALCULADO	< 75 %	< 125 %	> 125 %
VALOR MÁXIMO ADMISIBLE	< 50 %	< 75 %	< 100 %

- ✓ El plan de auscultación debe definir también la transmisión de datos para que las valoraciones deban realizarse oportunamente, acorde a la periodicidad de entrega de los datos.
- ✓ En función del umbral alcanzado, se debe definir las acciones a seguir, que como punto de partida, se puede tomar las siguientes:

Umbral verde : se continúa con la auscultación prevista.

Umbral ámbar : incrementar frecuencia de lecturas y revisar la zona visualmente

Umbral rojo : complementar la instrumentación, aumentar frecuencias, valorar un cambio de método de excavación, valorar refuerzos o acciones correctivas.

- ✓ Se deberá definir los equipos de personal y medios necesarios para efectuar los trabajos de auscultación.

8.4 ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Iniciada la campaña de auscultación y obtenidos los primeros resultados, debe elaborarse un informe periódico, de preferencia con periodicidad semanal.

Este informe incluye los resultados de las mediciones de cada una de las secciones instrumentalizadas con sus gráficos correspondientes, que relacionados temporalmente ayudan a visionar la evolución según la fase de la obra.

Figura 8.15 Gráficos de representación de lecturas de convergencia

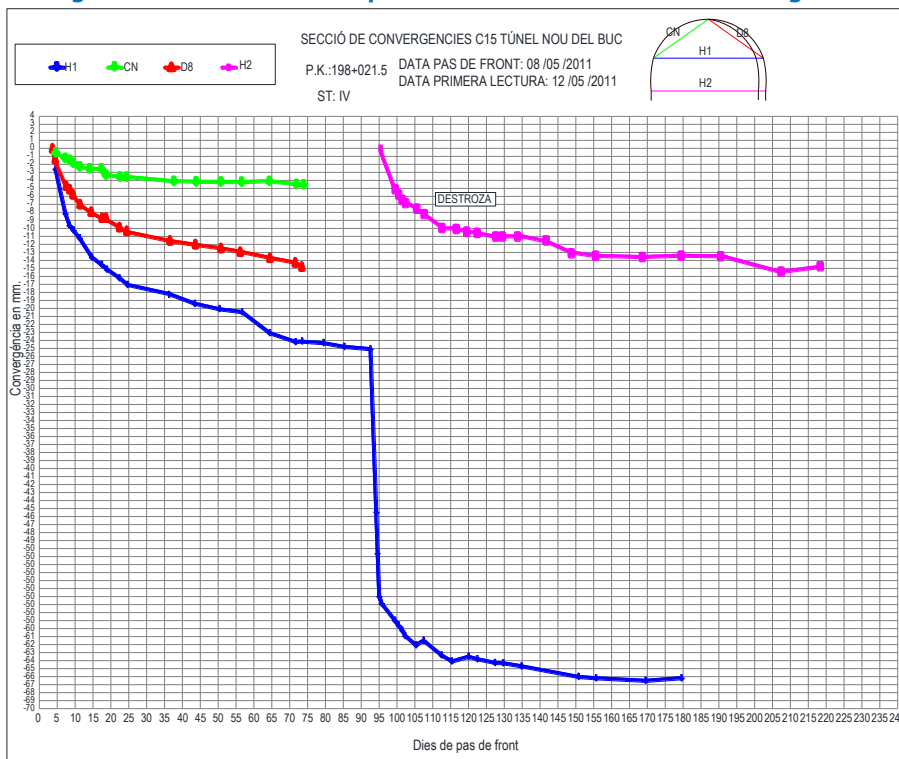


Tabla 8.5 Ejemplo de lecturas de convergencia

TÚNEL NOU DEL BUCOS				Lectura de convergencias				Punto de medida:				MP 90.01.00	
				Obra: Eix transversal 1633				C-15					
Operario:		Comprobado por:		Visto bueno:		Código de obra		Sección:		Hoja n°:			
FERNANDO													
Nº	Fecha	Hora	T [°C]	ΔT [°C]	Tx(1)	Lectura en obra en mm			Kw(3)	Mw(4)	Mw(5)	ΔMc	Firma
						Bw	Dw	Gw(2)					
12/05/2011	11:00	23.00	0.0	0.000	8.275	25.40	8.249.60	586.80	8.836.40	8.836.40	0.00		
13/05/2011	11:00	20.00	-3.0	-0.252	8.275	26.55	8.248.45	586.80	8.835.25	8.835.00	0.25		
16/05/2011	11:00	22.00	-1.0	-0.084	8.250	5.05	8.244.95	586.80	8.831.75	8.831.67	0.09		
17/05/2011	11:00	24.00	1.0	0.084	8.250	5.70	8.244.30	586.80	8.831.10	8.831.18	-0.08		
18/05/2011	11:00	24.00	1.0	0.084	8.250	6.35	8.243.65	586.80	8.830.45	8.830.53	-0.08		
20/05/2011	11:00	15.00	-8.0	-0.673	8.250	6.70	8.243.30	586.80	8.830.10	8.829.43	0.67		
23/05/2011	11:00	25.00	2.0	0.168	8.250	8.65	8.241.35	586.80	8.828.15	8.828.32	-0.17		
26/05/2011	11:00	21.00	-2.0	-0.168	8.250	8.90	8.241.10	586.80	8.827.90	8.827.73	0.17		
27/05/2011	11:00	24.00	1.0	0.084	8.250	9.20	8.240.80	586.80	8.827.60	8.827.68	-0.08		
31/05/2011	11:00	20.00	-3.0	-0.252	8.250	9.95	8.240.05	586.80	8.826.85	8.826.60	0.25		
02/06/2011	11:00	20.00	-3.0	-0.252	8.250	10.50	8.239.50	586.80	8.826.30	8.826.05	0.25		
14/06/2011	11:00	22.00	-1.0	-0.084	8.250	11.85	8.238.15	586.80	8.824.95	8.824.87	0.09		
21/06/2011	11:00	27.00	4.0	0.336	8.250	12.70	8.237.30	586.80	8.824.10	8.824.44	-0.34		
28/06/2011	11:00	26.00	3.0	0.253	8.275	13.05	8.261.95	561.80	8.823.75	8.824.00	-0.25		
04/07/2011	11:00	24.00	-1.0	0.084	8.275	13.20	8.261.80	561.80	8.823.60	8.823.68	-0.08		
12/07/2011	11:00	22.00	-1.0	-0.085	8.325	13.91	8.311.09	511.70	8.822.79	8.822.71	0.09		
19/07/2011	11:00	20.00	-3.0	-0.254	8.325	14.39	8.310.61	511.70	8.822.31	8.822.06	0.26		
21/07/2011	11:00	18.00	-5.0	-0.424	8.325	14.55	8.310.45	511.70	8.822.15	8.821.73	0.42		
Calibración													
Lectura en marco [mm]				Lectura en obra				Corrección por temperatura				Evaluación de datos	
GwK				Bw				ΔT > 0 = +Tx				Longitud de medida absoluta	
Medición actual en marco [mm]				Lectura en cinta [mm]				Tx Corrección temperatura [mm]				Mw	
				Lectura en comparador [mm]				Tx(1) = GwK x α x ΔT				Mw(4) = Gwa + Kw	
Kw				Rw				Tx(2) = GwK x α x ΔT				Mw	
Kw(2) = Rw - GwK				Lectura [mm]				Tx(3) = GwK x 0,0000120 x ΔT				Mw	
				Gw(2) = Bw - Uw				ΔT = T1 - T0				Mw(5) = Mw + Tx	
								T1 Lectura posterior T0 Lectura cero					



H2			Obra: Eix transversal 1633						Punto de medida: C-15				
Operario: FERNANDO			Comprobado por:		Visto bueno:		Código de obra		Sección:		Hoja n°:		
Nº	Fecha	Hora	T [°C]	ΔT [°C]	T ₁ ⁽¹⁾ (mm)	Lectura en obra en mm			Kw ⁽³⁾ (mm)	Mw ⁽⁴⁾ (mm)	Mc ⁽⁵⁾ (mm)	ΔMk	Firma
						Bw	Uw	Gwa ⁽²⁾					
12/08/2011	11:00	16,00	0,0	0,000	11,475	10,40	11,464,23	511,70	11,975,92	11,975,92		0,00	
16/08/2011	11:00	25,00	9,0	1,052	11,475	17,55	11,457,98	511,70	11,969,68	11,970,73		-1,05	
17/08/2011	11:00	26,00	10,0	1,169	11,475	17,05	11,457,20	511,70	11,968,90	11,970,07		-1,17	
18/08/2011	11:00	25,00	9,0	1,052	11,475	18,70	11,456,80	511,70	11,968,50	11,969,55		-1,05	
19/08/2011	11:00	23,00	7,0	0,818	11,475	18,35	11,456,71	511,70	11,968,41	11,969,23		-0,82	
22/08/2011	11:00	22,00	6,0	0,701	11,475	18,70	11,456,01	511,70	11,967,71	11,968,41		-0,70	
24/08/2011	11:00	24,00	8,0	0,935	11,475	19,65	11,455,03	511,70	11,966,73	11,967,66		-0,93	
29/08/2011	11:00	23,00	7,0	0,818	11,475	21,90	11,453,54	511,70	11,965,24	11,966,06		-0,62	
02/09/2011	11:00	20,00	4,0	0,467	11,475	21,20	11,453,72	511,70	11,965,42	11,965,89		-0,47	
05/09/2011	11:00	20,00	4,0	0,467	11,475	21,95	11,453,39	511,70	11,965,09	11,965,56		-0,47	
08/09/2011	11:00	21,00	5,0	0,584	11,475	22,50	11,452,97	511,70	11,964,67	11,965,25		-0,58	
13/09/2011	11:00	19,00	3,0	0,350	11,475	22,85	11,452,81	511,70	11,964,51	11,964,86		-0,35	
15/09/2011	11:00	21,00	5,0	0,584	11,475	22,70	11,452,53	511,70	11,964,23	11,964,81		-0,58	
19/09/2011	11:00	15,00	-1,0	-0,117	11,475	21,05	11,453,36	511,70	11,965,06	11,964,94		0,12	
27/09/2011	11:00	18,00	2,0	0,234	11,475	22,20	11,452,25	511,70	11,963,95	11,964,18		-0,23	
04/10/2011	11:00	22,00	6,0	0,701	11,475	24,91	11,450,43	511,70	11,962,13	11,962,83		-0,70	
11/10/2011	11:00	18,00	2,0	0,234	11,475	24,39	11,450,73	511,70	11,962,43	11,962,66		-0,23	
24/10/2011	11:00	15,00	-1,0	-0,117	11,475	24,55	11,450,68	511,70	11,962,38	11,962,26		0,12	
04/11/2011	11:00	14,00	-2,0	-0,234	11,475	23,55	11,451,18	511,70	11,962,88	11,962,65		0,23	
15/11/2011	11:00	13,00	-3,0	-0,350	11,475	23,55	11,451,14	511,70	11,962,84	11,962,49		0,35	
02/12/2011	11:00	11,00	-5,0	-0,584	11,450	0,55	11,449,51	511,70	11,961,21	11,960,63		0,58	
13/12/2011	11:00	9,00	-7,0	-0,818	11,475	24,55	11,450,27	511,70	11,961,97	11,961,15		0,82	
Calibración													
Lectura en marco [mm]			Lectura en cinta [mm]			Corrección por temperatura			Evaluación de datos				
Rw	Gw ₁	Medición actual en marco [mm]	Bw	Uw	Lectura en comparador [mm]	σ=10,2x10 ⁻⁶ m/m°C			Longitud de medida absoluta				
						ΔT>0 ⇒ +Ts			Mw Lectura en cinta [mm]				
						Ts Corrección temperatura [mm]			Mk ⁽⁴⁾ = Gwa + Kw				
						Ts ⁽¹⁾ = Gw x σ x ΔT			Mw Medición con compensación térmica [mm]				
						Ts ⁽¹⁾ = Gw x 0,0000120 x ΔT			Mk ⁽⁵⁾ = Mw + Ts				
						ΔT = T ₁ - T ₀							
						T ₁ Lectura posterior T ₀ Lectura cero							

Las lecturas y gráficos no deben limitarse simplemente a la exposición de los datos, se complementará con la información relevante para su interpretación así como la fase de obra en el momento de la auscultación. Así la fecha y hora, temperatura, geometría, ubicación, geología, etc., como el sistema constructivo, fase de excavación, distancia al frente, distancia al revestimiento y entre otros, son datos que se deberán incluir en la presentación de los datos obtenidos.

La interpretación y evaluación se realiza por comparación con umbrales, métodos de cálculo numéricos o por experiencia previa, teniendo en cuenta que ninguna de las interpretaciones por si sola es absoluta y lo ideal sería globalizar las tres.

TUNELES CARRETERO TUNEL 3 SOCCOSTACA



CAPÍTULO IX IMPERMEABILIZACIÓN, REVESTIMIENTO Y ACABADOS EN TÚNELES

9.1 IMPERMEABILIZACIÓN.

El objetivo de la impermeabilización es, impedir que el agua filtrada a través del macizo rocoso penetre en el interior del túnel, de manera que pueda ser captada y conducida a los ductos situados en la base del mismo.

9.1.1 OBRA SUBTERRÁNEA NUEVA.

La impermeabilización de un túnel es particularmente importante en los túneles carreteros, ya que la presencia del agua en la calzada favorece el deslizamiento de los vehículos, a la vez que en climas fríos produce la formación de estalactitas y placas de hielo.

En el momento de la elaboración del proyecto, deberá efectuarse un estudio hidrogeológico con el fin de prever la magnitud de las infiltraciones y poder diseñar el sistema y elementos de impermeabilización adecuados. Posteriormente y durante la fase de construcción, este diseño se modificará y adaptará a las condiciones reales encontradas durante la excavación del túnel.

Cuando se ejecuta el túnel se toman medidas pertinentes a la hora de excavar con la presencia permanente de agua, realizando inyecciones o drenajes, por lo que se espera que las filtraciones hacia el interior del túnel sean reducidas, y que gran parte del agua vaya hacia el sistema de drenaje; sin embargo estas zonas siempre deben ser impermeabilizadas porque con el paso del tiempo el agua va encontrando camino hacia la superficie, creando goteras y humedades.

Al contrario, en los lugares donde al momento de excavación la presencia del agua es mínima o nula (dependiendo de los periodos de lluvias), posteriormente se presentan constantes filtraciones, principalmente goteos en bóveda y humedades en hastiales.

9.1.2 IMPERMEABILIZACIÓN PRIMARIA.

Comprende los trabajos provisionales de taponamiento, para recoger y conducir el agua hacia los puntos de bombeo o drenaje de filtraciones de agua. El método más usado Oberhasli, con el empleo de tubos o medias cañas, sujetos al paramento con concreto proyectado o mortero proyectado.

9.1.3 IMPERMEABILIZACIÓN INTERMEDIA.

Son los trabajos de aplicación de concreto sobre la impermeabilización primaria con el mismo propósito de sostener la impermeabilización principal, a la vez de proteger la impermeabilización primaria, si se ha hecho por métodos tradicionales.

9.1.4 IMPERMEABILIZACIÓN PRINCIPAL

Son los trabajos de colocación de una membrana impermeable de cualquier tipo que garantice la estanqueidad del túnel. Hay diferentes tipos: revocado o gunitado, revestimiento con resinas (membranas acrílicas proyectadas), revestimientos con morteros pre dosificados, sellado de juntas de dovelas prefabricadas, revestimientos con geosintéticos: i) Colocación de lámina vista sobre sostenimiento definitivo y ii) Colocación de sándwich confinado entre sostenimiento provisional y revestimiento de concreto.

9.1.5 IMPERMEABILIZACIÓN POSTERIOR O REFUERZO DE LA EXISTENTE.

La impermeabilización de túneles existentes forma parte de los procesos de rehabilitación de túneles que presentan deficiencias detectadas con posterioridad a su construcción.

Normalmente la impermeabilización de túneles existentes conjuntamente con el drenaje y la pavimentación, son los últimos trabajos realizados en el proceso de rehabilitación de un túnel.

De forma general se pueden presentar:

- ✓ Túneles sin sostenimiento. En este caso se aplicará, si fuese necesario un drenaje primario, un sostenimiento a base de concreto proyectado y posteriormente una impermeabilización.
- ✓ Túneles revestidos con concreto en masa. En este caso si la afluencia de agua es importante puede estudiarse la posibilidad de realizar inyecciones de cemento en el trasdós del revestimiento. En caso que aun persistan filtraciones o el túnel no tenga un caudal abundante, se deberá recubrir toda la sección afectada mediante una lámina vista a base de poliolefinas.

9.1.6 TÚNELES A CIELO ABIERTO O ARTIFICIALES.

Generalmente se usan imprimaciones asfálticas y membranas de nódulos de polietileno de alta densidad; cuando se prevean juntas con desplazamientos importantes se podrían emplear membranas flexibles. Igualmente es importante el uso posterior que se pretenda dar a la superficie de relleno, como zonas urbanizables, con riegos permanentes e infiltraciones por jardines.

Como medidas constructivas a tener en cuenta se pueden considerar:

- ✓ El concreto armado deberá ser de la calidad indicada en el proyecto y la superficie final debe estar bien nivelada.
- ✓ Se deberá disponer los drenajes sobre las juntas y servicios de acueducto y alcantarillado.
- ✓ Todas las aguas que sean evacuadas hacia las paredes exteriores deberán ser drenadas por medio de un dren longitudinal.

Algunos sistemas de impermeabilización:

- Membranas de caucho, Consiste en la colocación de una membrana impermeable, flexible y elástica de caucho, de material elastomérico de gran durabilidad y homologado medio ambientalmente.
Se recomienda traslapes de 20.00 cm como mínimo, con imprimación y banda de adhesión.
- Georedes: Este sistema consiste en georedes de polietileno de alta densidad, formando canales con alta capacidad de evacuación. Incluye un geotextil no tejido como función protectora, de separación de finos y filtrante, que por lo general son materiales muy resistentes que soportan cargas considerables.
- Inyecciones de impregnación, Es una solución post-construcción, que permite realizar inyección de lechadas estables de cemento o químicas en medios porosos, dotando al terreno de una cohesión que reduce la permeabilidad.

Los factores que determinan la tipología de las inyecciones son; volumen admitido previsto, radio efectivo, presión de inyección, viscosidad y endurecimiento de materiales, tiempo de inyección.

- Jet Grouting: Por medio de esta metodología se puede aumentar la capacidad de resistencia del terreno y además se reduce la permeabilidad, por medio de taponamientos o barreras de desviación. El método consiste en la inyección de lechadas a alta presión, disgregándose entre el terreno, de tal manera que se rellenan las juntas, poros y fracturas creadas.

9.2 REVESTIMIENTO.

9.2.1 GENERALIDADES.

Para conseguir una correcta impermeabilización, el diseño de las acciones a realizar, dependerá por un lado del caudal de las filtraciones y su grado de dispersión, y por otro lado del tipo de revestimiento empleado: concreto lanzado, concreto en masa o revestimiento con dovelas.

9.2.2 CONCRETO PROYECTADO.

Las acciones a tener en cuenta en los túneles con revestimiento con concreto proyectado son:

- ✓ Captaciones mediante drenes puntuales. El objetivo de los drenes puntuales es el de concentrar el agua en zonas donde existen filtraciones muy abundantes y dispersas. Se trata de efectuar perforaciones de 1 a 4 m en la bóveda del túnel con el fin de captar y concentrar el agua para así conducirla directamente al ducto de saneamiento. Esta conducción puede realizarse directamente con un tubo de PVC flexible o mediante una media caña de PVC adosada al paramento del túnel. Posteriormente se aplica una capa de concreto proyectado sobre el tubo o la media caña para que quede solidaria al paramento del túnel.

Estas medias cañas pueden utilizarse también para captar directamente filtraciones en la bóveda, las cuales pueden empalmarse entre sí en forma de espina de pez, para optimizar y minimizar las conexiones al colector.

- ✓ Bandas drenantes de polietileno. Se utiliza en zonas de goteos muy generalizados y dispersos. Consiste en colocar unas bandas de polietileno dotadas de unos alveolos de manera que permiten la circulación del agua. Posteriormente estas bandas deberán protegerse mediante una capa de malla metálica y concreto proyectado.

Tanto la captaciones con drenes puntuales como la utilización de bandas drenantes, se acostumbra a utilizar como impermeabilización primaria en la fase de sostenimiento, antes de efectuar la capa de concreto del revestimiento. Estos revestimientos se aplican sobre todo en el perímetro del túnel o en parte de la bóveda.

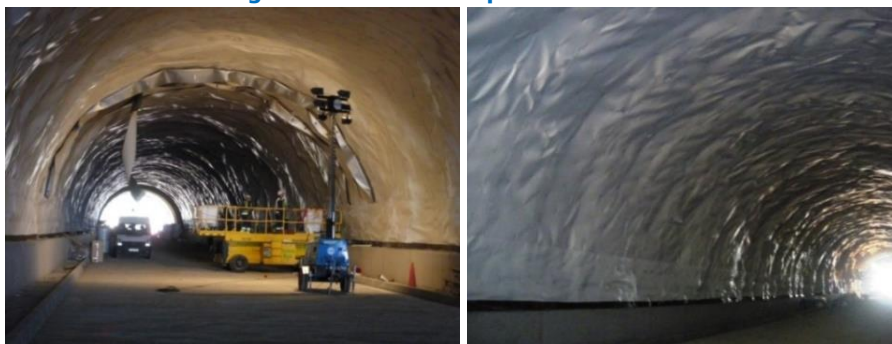
En caso de utilizar estas soluciones después de haber efectuado el revestimiento, se acostumbra a recubrir la zona mediante lámina impermeabilizante vista. La elección del tipo de membrana vendrá indicada por la naturaleza del terreno, el caudal del agua y por el tipo de concreto estructural.

- ✓ Lámina vista. Si después de las medidas anteriores, todavía persisten humedades y goteos, deberá colocarse en estos tramos una lámina vista en todo el perímetro y conducir las aguas hasta la zona de desagüe.

Normalmente se emplean láminas de espuma de poliolefina termosoldables con espesores mínimos de 5.5 mm y reforzadas a una o ambas caras para aumentar su resistencia mecánica.

Un aspecto sumamente importante a tener en cuenta en la impermeabilización de túneles con lámina vista es el comportamiento respecto al fuego. Actualmente existen productos que mejoran la resistencia al fuego, que son materiales autoextingibles, con contribución muy limitada al fuego, que producen una baja emisión de humos y presentan dificultad frente a la caída de gotas inflamadas. Estas láminas deben estar exentas de aditivos derivados del cloro y bromo, actualmente eliminados en la mayoría de directrices frente al fuego.

Figura 9.1 Lámina impermeabilizante



9.2.3 CONCRETO PREFABRICADO.

En este caso el sistema consiste en efectuar el drenaje primario en la fase de sostenimiento de idéntica manera que el descrito en el artículo anterior para túneles con revestimiento de concreto lanzado. La diferencia es que en este caso la lámina de impermeabilización principal debe colocarse antes de colocar el concreto del revestimiento.

El procedimiento consiste en colocar una lámina impermeabilizante de PVC y una lámina de geotextil que se coloca contra el terreno y realiza la función de conducción del agua, mientras la lámina de PVC o polietileno realiza la función impermeabilizante.

El espesor de la lámina a colocar dependerá de la existencia o no de presión de agua. Se recomienda para túneles con presión de agua utilizar espesores de 3.00 mm y de 1.50 a 2.00 mm para túneles sin presión.

Normalmente en los túneles revestidos con concreto en masa se recomienda, efectuar la impermeabilización en toda la longitud del túnel, ya que el agua seguirá la pendiente del revestimiento y aflorará a través de las juntas de hormigonado una vez interrumpida la impermeabilización. En caso de efectuar una impermeabilización por tramos, la longitud de éstos será suficientemente amplia para asegurar que las infiltraciones alcancen los drenes situados en la parte inferior del túnel.

Figura 9.2 Lámina impermeabilizante de pvc y carro de encofrado de concreto en masa



9.2.4 REVESTIMIENTOS CONCRETO REFORZADO.

Normalmente los túneles construidos con tuneladoras y revestidos mediante el empleo de dovelas prefabricadas, incorporan un sistema de juntas de estanqueidad en la propia dovela. Se trata de una junta elastomérica, alojada en una canaladura perimetral que bordea toda la dovela cuya misión es sellar las separaciones de tipo constructivo que se hayan producido en el momento del montaje de las dovelas.

El óptimo funcionamiento de la junta tiene lugar cuando se produce su máxima deflexión, lo que requiere a la vez que la dovela esté sometida a una compresión determinada. Los fabricantes de juntas realizan modelizaciones y ensayos para determinar la fuerza de sellado para diferentes estados tensionales.

En el caso de túneles con dovelas que no incorporen el sistema de juntas elastomérica o bien que no se haya conseguido un nivel de estanqueidad adecuado, deberá realizarse una impermeabilización basándose en métodos descritos en los capítulos anteriores. La solución será por tanto o bien el empleo de lámina vista, o bien la utilización de lámina en capas sucesivas, en cuyo caso deberá efectuarse una capa de revestimiento de concreto lanzado armado con malla de al menos 5.00 cm de espesor.

Figura 9.3 Dovelas de concreto reforzado con junta elastomérica



9.3 DRENAJE.

Es normal que bajo la calzada y principalmente en zonas en las que se atraviesen niveles freáticos se produzcan afloramientos de agua. Estos afloramientos pueden ser dispersos y de poca envergadura, hasta presentar caudales importantes que abarquen amplias zonas del túnel. Es importante que en la fase de proyecto, el estudio hidrogeológico contemple esta posibilidad, de manera que se proyecten un conjunto de soluciones para impermeabilizar y/o drenar dichas filtraciones convenientemente. En la fase de construcción deberá realizarse un seguimiento y un inventario de los afloramientos, a los que se les aplicará las soluciones previstas en el proyecto, las cuales podrán ser revisadas o modificadas en función de la magnitud de las filtraciones al túnel.

Los tratamientos comúnmente utilizados en los túneles para controlar y/o manejar las filtraciones, son:

- ✓ **Paneles Drenantes.** Consiste en la colocación de paneles de geotextil, geomalla y geomenbrana en sector continuos de filtraciones, localizados entre el prerrevestimiento y el revestimiento definitivo del túnel. Los caudales educidos por los paneles, serán colectados en los tubos de drenaje longitudinales.
- ✓ **Tubos drenes longitudinales.** Consiste en la colocación longitudinal a uno o ambos lados del túnel de un tubo dren de PVC o de polietileno con perforaciones, inmerso dentro de una zanja con material filtro y rodeado por una lámina de geotextil. Estos drenes podrán desaguar al colector principal, mediante una caja de captación. En puntos preestablecidos. El diámetros de las tuberías de drenaje longitudinal, será de tal magnitud que no permitirá inundaciones, por incrustaciones y/o colmatación.
- ✓ **Colector drenante.** En caso que la afluencia de agua ocupe gran parte de la solera o contrabóveda, y abarque largos tramos del túnel, puede utilizarse una capa drenante continua situada por debajo del pavimento. Consiste en extender sobre un geotextil una capa de material filtro como mínimo 20cm de espesor la cual mediante drenes conduce las aguas hasta las cajas de captación del colector principal.

En los túneles puede presentarse dos condiciones extremas, las cuales durante la ejecución del estudio definitivo, deberá establecerse consistentemente los tratamientos correspondientes. Dichas condiciones extremas serian:

- a) El Impacto del proyecto sobre las condiciones hidrogeológicas del medio circundante, en particular en régimen de manantiales, acuíferos, y cuerpos hídricos superficiales (lagunas); y
- b) Cuando el proyecto se emplaza a través de acuíferos y/o por debajo de canales naturales (ríos, quebradas, etc.), en donde se prevé abundante filtraciones al túnel

9.4 ACABADOS.

9.4.1 PAVIMENTO.

Se debe tener en cuenta que los factores que condicionan el diseño de pavimentos, son diferentes dentro de un túnel, que en una carretera convencional a cielo abierto, entre estos factores se puede mencionar el hecho de que la roca excavada generalmente es favorable y aporta una explanación de buena calidad. Otro factor a



considerar es el uso de pavimentos drenantes, con el objetivo de evitar las infiltraciones desde la solera impidiendo así, la acumulación de agua en la calzada.

9.4.2 ELEMENTOS LATERALES.

Se les denomina a todos aquellos elementos que se encuentran entre la calzada y el hastial, pero que no forman parte de ellos, como son los sardineles, las barreras, cajas de servicios, la vereda, etc. La vereda, es el espacio adecuado para la correcta circulación peatonal; de estar prohibido el acceso a peatones a la calzada, quedaría como paso accidental para operarios de mantenimiento, y ocasionalmente se utiliza para pasar por debajo de ella los servicios y drenajes, con sus respectivas cajas de inspección.

El sardinel, ubicado entre la acera peatonal y la calzada, se recomienda que sea a nivel, para que sirva de ampliación de calzada en caso de avería o para el mantenimiento, en cuyo caso se debe revisar la existencia de caja de servicios, las cuales tendrían que ser transitables por tráfico pesado. Igualmente se debe asegurar el galibo mínimo sobre la acera.

INTERCAMBIO VIAL PAITA EN PIURA



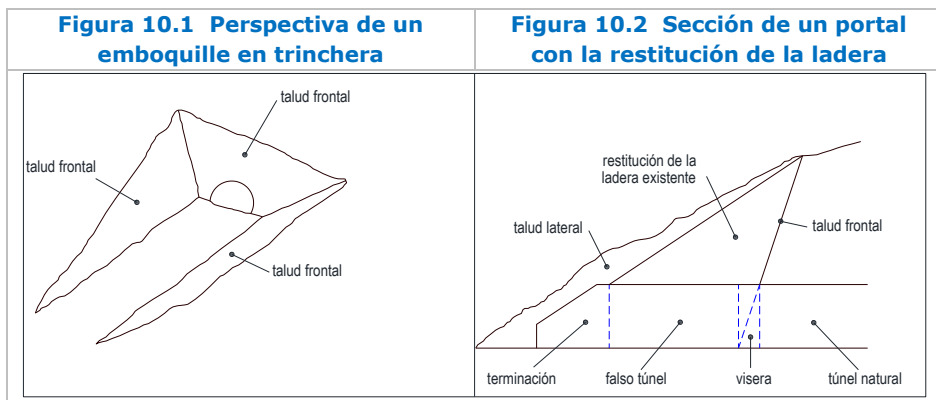
CAPÍTULO X PORTAL EN TÚNELES**10.1 GENERALIDADES.**

El portal es el área de entrada y salida de acceso al túnel, la cual puede ser natural o artificial; por seguridad se recomienda que los portales sean artificiales, cuya longitud fluctuara entre 15.00-30.00m para suelos y 5.00-15.00m en rocas, considerando el diseño geométrico de la vía.

El hecho que los taludes queden debilitados por la excavación del túnel en su base y que la excavación del túnel pierda su efecto frente (talud frontal), por la proximidad del talud, hace que sea la zona más débil de todo el túnel.

A estas circunstancias debe añadirse que el portal está próximo a la superficie y el macizo rocoso suele estar más alterado, cualquier inestabilidad en el frente, en el portal se multiplica sus efectos, ya que puede transformarse en chimenea y salir a superficie, provocando daños graves.

En un portal típico podríamos definir las siguientes zonas:

**10.2 SITUACIÓN DEL PORTAL.**

La elección de la posición del portal es importante, ya que una mala elección puede comprometer la viabilidad de la obra.

Para una buena elección de la ubicación del portal deberá tenerse en cuenta los siguientes criterios:

a) Condicionantes geológico-geotécnicos

Para una correcta ubicación es importante conocer las características geomecánicas del macizo rocoso donde se proyecta ubicar el portal, para identificar inestabilidades, zonas de falla, materiales superficiales, zonas alteradas, y presencia del nivel freático.

Para llevar a cabo esta caracterización geológica y geotécnica se hace necesario un estudio detallado de la zona del portal.

b) Condicionantes geométricos

El trazo debe proyectarse en la zona del portal, lo más perpendicular posible a las curvas de nivel del macizo rocoso, en caso contrario, se crean asimetrías en el talud frontal que se traducen en empujes y solicitaciones asimétricas en el sostenimiento

de los primeros metros del túnel, debiendo ser lo más simétricos posible para facilitar los trabajos de restauración de la ladera preexistente de la zona del portal.

En trazos sinuosos donde no haya muchas alternativas de variabilidad, los condicionantes geométricos deben tenerse muy presentes, para evitar grandes taludes y sobre todo asimetrías en el talud frontal.

c) Cobertura

Para iniciar la excavación de un túnel se precisa de una altura de terreno sobre la clave que asegure la excavación, esta altura dependerá básicamente de la competencia del terreno y la calidad geotécnica.

Se recomienda establecer un adecuado proceso constructivo a fin de garantizar el sostenimiento.

d) Condicionantes medioambientales

Se deberá minimizar el impacto visual de los portales integrándolos al entorno.

Para reducir el impacto medioambiental, se tiende a minimizar la altura de los taludes para poder restituir la ladera que previamente existía. Para lograr restituir la altura deseada se diseña un falso túnel, normalmente prefabricado. Se optimiza una longitud suficiente para restituir un talud 3H/2V, capaz de mantener una capa vegetal donde realizar hidrosiembra y plantaciones.

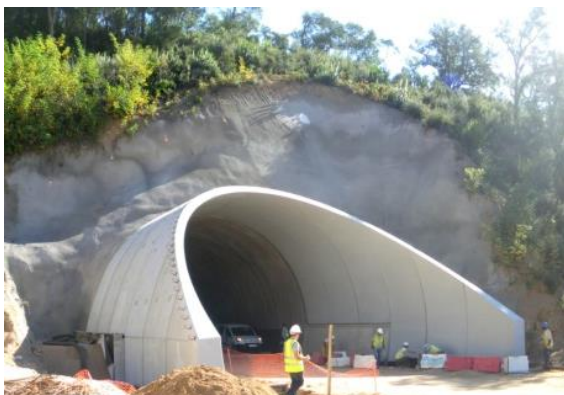


Figura 10.3
Portal pico de
flauta



Figura 10.4
Restitución de la
ladera
preexistente



Figura 10.5
Trabajos de
restitución de la
ladera finalizados

e) Condicionantes económicos

Atendiendo a los condicionantes anteriores se pueden diseñar varias alternativas posibles, que deben valorarse económicamente para decidir la mejor ubicación.

La excavación en desmonte siempre es más económica que la ejecución de un falso túnel, pero se recomienda que los taludes no excedan 30.00 m de altura de desmonte. Debe tenerse en cuenta que a mayor altura de desmonte, menor factor de seguridad y sobre todo mayor problemática para solucionar cualquier incidente que ocurriera.

Teniendo en cuenta que debe realizarse la restitución de la ladera previa al desmonte, debe contraponerse la valoración del conjunto: desmonte, protección del desmonte y falso túnel con la ejecución del túnel, y así optimizar la relación túnel-desmonte.

Figura 10.6 Encaje de un portal



10.3 INESTABILIDAD EN LOS PORTALES.

10.3.1 GENERALIDADES.

La interacción del talud frontal con la excavación del túnel hace que sea una zona de especial atención, por lo que en la ejecución de los trabajos, se requiere adoptar

las máximas medidas de seguridad a efectos de controlar la inestabilidad del terreno y posibles accidentes.

La problemática de los taludes en los portales, dependerá del tipo de material que se encuentre. Pero el hecho que sea una zona de paso (entrada y salida al túnel), lugar donde se instalan casetas de obra o se acopian materiales, implica que debe minimizarse posibles incidentes en los taludes, de cualquier movimiento de masa.

Al iniciar la excavación del túnel se debe tener especial atención en la estabilidad del frente, sobre todo en portales asimétricos, llevando un control detallado de las deformaciones del túnel, como parte del seguimiento de auscultación que debe realizarse en el talud frontal.

10.3.2 MEDIDAS DE CORRECCIÓN Y PROTECCIÓN DEL TALUD

Para minimizar las inestabilidades en los taludes podríamos clasificar los siguientes trabajos:

a) Modificación de la geometría del talud

Siempre que haya terreno suficiente y no haya problemas de espacio, es una medida efectiva que no implica mayores costos.

Las acciones más frecuentes son:

- ✓ Disminuir la inclinación del talud
- ✓ Escalonamiento (ejecución de bermas intermedias)
- ✓ Desquinche (zonas superficiales)
- ✓ Relleno en el base del talud

b) Mejora del drenaje

En general, la disminución de la presencia de agua mejora la estabilidad, con la disminución de la presión intersticial del terreno.

Los sistemas de drenaje se clasifican en superficiales y profundos; el drenaje superficial evita las infiltraciones en discontinuidades y sobre todo la erosión superficial, para lo cual se puede disponer de: cunetas perimetrales, zanjas de drenaje y otros. El drenaje profundo rebaja el nivel freático y conduce el agua hacia el exterior, para lo cual se utilizan: drenes subhorizontales, pozos verticales, pantallas drenantes, y otros.

Figura 10.7 Drenes subhorizontales**c) Elementos estructurales resistentes**

Para estabilizar el terreno se puede incorporar elementos estructurales resistentes, tales como:

- ✓ Anclajes pasivos, pernos de anclaje
- ✓ Anclajes activos
- ✓ Pantallas de micropilotes o pilotes
- ✓ Columnas de jet-grouting

Dentro de los anclajes pasivos, se consideran los pernos de anclaje cuando la longitud no excede normalmente de los 6.00 m, que se denominan anclajes pasivos de baja capacidad.

Los pernos de anclaje se utilizan principalmente en taludes rocosos, para evitar la caída de rocas de manera puntual. También utilizados de manera sistemática por patrones (1x1, 2x2 u otros) en suelos o rocas de menos competencia y normalmente acompañados de otras medidas complementarias. Las barras de acero ($\varnothing 25$ - $\varnothing 32$) se introducen en la perforación y se anclan normalmente con lechada de cemento, alcanzando hasta 15 t de resistencia a tracción.

Los anclajes son elementos (barras de acero, cables, tendones y otros) que fijados a zonas estables del terreno proporcionan tensiones mayores que los pernos de anclaje, entre 60.00 y 120.00 tn, con longitudes comprendidas entre los 10.00 y 40.00 m. Se dividen en activos, iniciando su resistencia desde su instalación, o pasivos que inician su resistencia solo al producirse movimientos en el talud; estos anclajes son utilizados sistemáticamente en taludes rocosos, de manera individual o arriostrados por una viga, también se utilizan en combinación con otras medidas correctoras en suelos o rocas de baja competencia.

Figura 10.8 Portal mediante pantalla de pilotes anclada



Figura 10.9 Protección del talud con la combinación de pernos de anclaje, mallazo y concreto proyectado



d) Muros y elementos de protección

Cuando se requiere reforzar la base del talud y se dispone de espacio suficiente las medidas más utilizadas son: muros de escollera, muros de gaviones, muros de concreto anclados y otros.

Teniendo en cuenta el criterio estético y medioambiental, los muros de escollera o de gaviones facilitan su integración en el entorno haciendo que su impacto visual sea mínimo.

e) Protección superficial

Las medidas de protección superficial tienen como objeto evitar las caídas de rocas, evitar la meteorización, estabilizar roturas superficiales, evitar erosión, etc.

El concreto lanzado o shotcrete, la colocación de mallas de doble o triple torsión, la hidrosiembra, etc. son técnicas utilizadas para estos fines.

Cuando los taludes son rocosos y altamente fracturados, la colocación de malla metálica de doble o triple torsión evita la caída de rocas, conduciéndolas al pie del talud.

El shotcrete o colocación de concreto proyectado, es una técnica que se utiliza para evitar la meteorización de la superficie del talud, y las erosiones en macizos de calidad baja a media. También para prevenir el desprendimiento de rocas y fracturas en macizos de calidad media a alta. No es conveniente su utilización, sin tener prevista la restauración de la ladera en el portal, ya que su impacto visual es elevada.

Normalmente, suele ir combinado con otros elementos y en espesores a partir de 5.00 cm se recomienda la colocación de una malla como armadura para evitar retracciones.

Figura 10.10 Protección del talud con la combinación de pernos de anclaje, mallazo y concreto proyectado.



Una técnica que utiliza la combinación de varios elementos de sostenimiento es el soil-nailing. Es un método de refuerzo, que utiliza pernos de anclaje que sin tensionar, aumenta la resistencia interna del macizo.

Superficialmente se coloca una capa de concreto proyectado para dar continuidad a los refuerzos.

Su modo de ejecución, que es de arriba hacia abajo, por banquetas, permite ir auscultando el talud a medida que se ejecuta el soil-nailing, corrigiendo y adaptándose a las características de la obra si fuera necesario.

10.3.3 MEDIDAS DE REFUERZO EN TÚNELES

Estabilizados los taludes del portal y con el seguimiento debido de auscultación, al iniciar la excavación del túnel se deben adoptar medidas que no pongan en riesgo la estabilidad del portal en los primeros metros que son los más críticos (15.00-30.00m), entre las que se puede mencionar las siguientes:

a) Excavación y sostenimiento de la sección

Para afrontar estos primeros metros del túnel se realizarán particiones de la sección de excavación, se consigue así minimizar deformaciones y posibles incidentes al reducir la sección de ataque, que es práctica habitual para minimizar riesgos, sobre todo si no se dispone de experiencia en terrenos similares. El sistema de excavación también es más conservador que en un frente en el interior del túnel, que dispone del efecto tridimensional del frente. Por ejemplo, aunque la calidad de la roca permitiese la excavación mediante perforación y voladura, los primeros pases se excavarían mecánicamente con retroexcavadora y martillo picador, lo que permite ocasionar menos daños en el macizo.

Los pases de excavación se iniciarán con distancias cortas (0.50-1.00m) aunque por calidad geotécnica pudieran ser mayores, en tanto que los frentes se protegerán con tratamientos de estabilización como: sellado con concreto proyectado en ejecución de machón central, pernos de anclaje del frente y otros.

Los sostenimientos aplicados en estos metros iniciales suelen ser sostenimientos pesados para evitar deformaciones.

Figura 10.11 Excavación del frente en los primeros metros estabilizando el frente mediante machón central.

**b) Paraguas en el portal**

La ejecución de una paraguas es una práctica obligatoria, excepto en casos de muy buena calidad geotécnica del macizo rocoso.

Un paraguas consiste en el presostenimiento del frente por delante de la excavación, minimizando deformaciones a la hora de excavar, lo que se consigue mediante la perforación e introducción de barras de acero o micropilotes en la zona perimetral superior de la sección. En función de la calidad geotécnica del macizo

rocoso, se definirá el tipo y diámetro del elemento que se usará como paraguas. También en suelos se puede realizar un paraguas mediante el jet-grouting.

Figura 10.12 Replanteo del paraguas



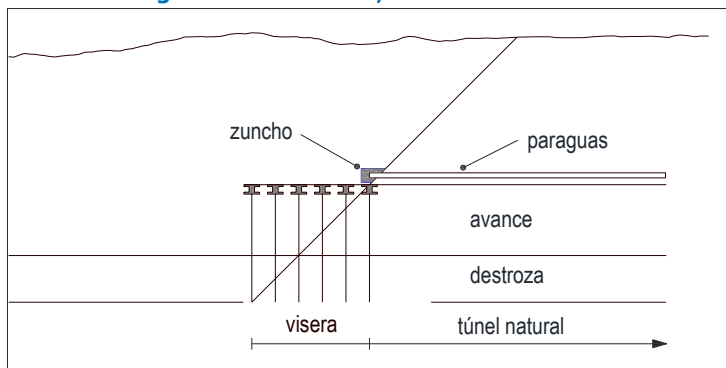
Figura 10.13 Ejecución del paraguas mediante micropilotes



c) Viseras

Se denomina visera a la inclinación del talud frontal que crea una zona de transición, donde el terreno no envuelve al túnel en su totalidad; es la zona de paso del falso túnel al túnel natural. Serán utilizadas durante la fase de construcción.

Figura 10.14 Visera, zona de transición



Su construcción se realiza con cerchas, separadas entre 0.50-1.00m, en combinación, a modo de encofrado con chapas tipo Bernold, a todo el conjunto se le aplica concreto proyectada hasta el espesor deseado.

Figura 10.15 Ejecución de la visera mediante cerchas y chapas tipo bernold



Figura 10.16 Visera finalizada



Al no realizar ningún tipo de cimentación en las cerchas, es importante que siempre la base de la cercha esté incluida dentro del túnel natural.

De acuerdo al diseño geométrico se deberán tomar las consideraciones del caso para que estas viseras garanticen la estabilidad del portal durante la ejecución de la excavación del túnel.

Figura 10.17 Sección de una visera con esviaje

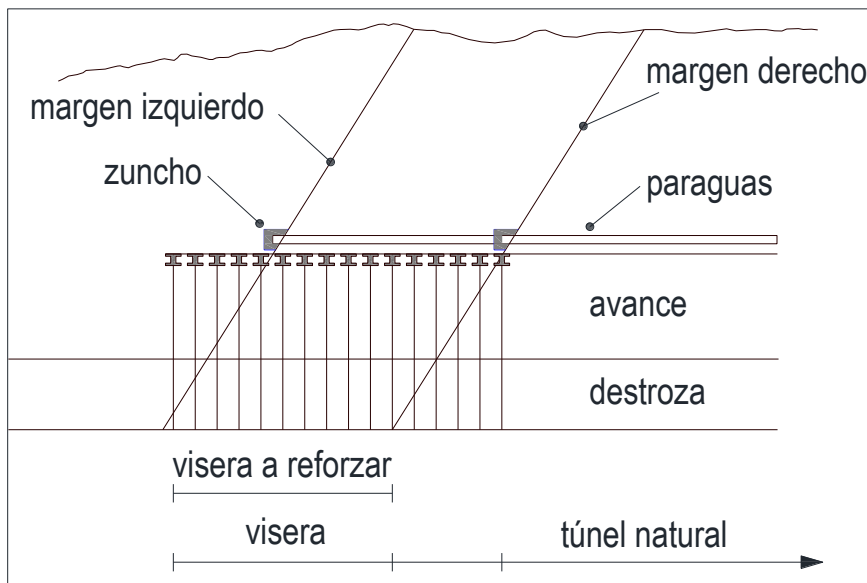
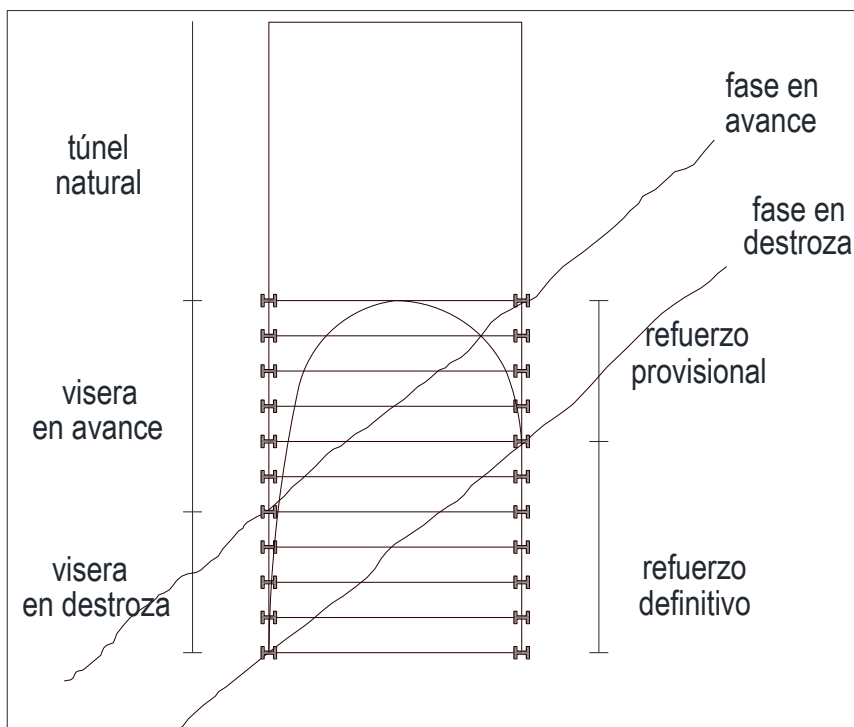


Figura 10.18 Planta de un portal con esviaje



La visera como transición, surge del inicio de la colocación del sostenimiento. Como normalmente, la excavación se suele iniciar mediante calota y destroza, la visera en fase de avance sobresale unos metros hacia fuera. Este hecho es aprovechado para obtener protección y seguridad en la entrada y salida del túnel.

En la siguiente tabla se presenta a modo de resumen las medidas de protección y refuerzo que se utilizan en los portales:

Tabla 10.1 Recomendaciones de tratamientos en un portal

CLASIFICACION		EXCAVACION		TRATAMIENTO DEL TALUD FRONTAL				
RMR	CLASE	PARTICION DE EMBOQUILLE	PARAGUAS	BULONES			HORMIGON PROYECTADO e(cm)	RED / MALLA
				L(m)	b/m²	s(m)		
100	I a	SECCION COMPLETA CALICATA Y DESTROZA CALICATA CENTRAL GALERIAS MULTIPLES CONTRA ABOVEDA	Opcional	No	No	No	No	Opcional
90	I b		Opcional	3 / 4	0.10	Ocasional	No	Si
80	II a		Ligero	3 / 4	0.11	3 x 3	No	Si
70	II b		Ligero o medio	3 / 4	0.25	2 x 2	Ocasional	Si
60	III a		Medio	4	0.44	1.5 x 1.5	Ocasional	Si
50	III b		Medio	4 / 5	0.70	1.2 x 1.2	Ocasional	Si
40	IV a		Medio	5 / 6	1.00	1 x 1	0.10 - 0.15	No
30	IV b		Pesado	6	1.50	0.8 x 0.8	0.15 - 0.20	Mallazo opcional
20	V a		Pesado	No	No	No	0.20 - 0.25	Mallazo simple o doble
El 110	V b		Pesado	No	No	No	0.25 - 0.30	Mallazo doble
0								

Fuente: ROMANA (2000)

Las unidades para el bulonado son: L longitud en metros (m); densidad de bulones por m² (b/m²) y s, espaciamiento en metros (m). La unidad para el espesor de hormigón proyectado, e es el centímetro (cm). El tipo de red/malla se discute en el texto. Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente. Las líneas de trazas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces.

10.4 TIPOLOGÍA DEL PORTAL E INTEGRACIÓN EN EL ENTORNO.

Siendo los portales la parte visible del túnel desde el exterior, se hace imprescindible criterios estéticos y diseño como también de integración con el contorno, para que su impacto visual sea agradable para el usuario. Estos portales deberán cumplir con los gálibos establecidos en el presente manual.

A continuación exponemos los tipos de portales más utilizados:

- a) Portal natural:** Es una solución utilizada normalmente en túneles sin revestir, en macizos de buena calidad. Utilizada en la actualidad en vías con poco tráfico.

Figura 10.19 Portal natural

- b) **Portal de mampostería:** Se encuentran casi en desuso por su elevado costo y la dificultad de su ejecución. Constan de un muro de mampostería en el talud frontal que a la vez refuerza el pie del talud; una solución similar es la utilización de bloques de escollera, que a la vez que refuerza el talud se integra con el entorno.

Figura 10.20 Portal de mampostería

- c) **Portal en pico de flauta:** Es una solución muy extendida ya que como prolongación del túnel permite la restauración de la ladera original, suelen ser de concreto que facilita su ejecución en obra; se dividen en pico de flauta

normal (terminación descendente) y pico de flauta invertido o pico de pato (terminación ascendente, contraria a la pendiente del talud).

Figura 10.21 Portal en pico de flauta



- d) **Portal con edificio de entrada:** Normalmente utilizados en grandes túneles de infraestructuras principales, aprovechando que se necesita un centro de control para el mismo túnel.

Figura 10.22 Portal con edificio de entrada



- e) **Portal que protegen el talud:** Este tipo de solución se utiliza cuando la caída de rocas sobre la calzada es recurrente y se aplica colocando muros laterales en el talud, sobre todo en túneles de montaña cuando el trazo es cuasi paralelo al macizo rocoso a atravesar.

Figura 10.23 Portal con protección lateral del talud



- f) **Portal arquitectónico:** Utilizados donde se requiere remarcar la singularidad del túnel, y está integrado con elementos arquitectónicos (columnas, dinteles, etc.).

Figura 10.24 Portal arquitectónico



OBRAS DEL TÚNEL 22 DE LA LÍNEA 2 DEL METRO DE LIMA



CAPÍTULO XI SEGUIMIENTO Y CONTROL DE OBRA EN LOS TÚNELES

11.1 GENERALIDADES.

Durante la ejecución de una obra es necesario realizar controles y seguimientos, tanto de ejecución de los trabajos como presupuestal, debido principalmente a la eventualidad de posibles condicionantes no contemplados en el proyecto, tareas que normalmente son desarrolladas por una asistencia técnica a la dirección de obras.

Para un buen control de la obra y específicamente para la construcción de un túnel, es buena práctica realizar lo siguiente:

- ✓ Revisión completa del proyecto, que deberá incluir entre otros, los planos, memoria descriptiva, especificaciones técnicas generales y particulares, calendario de ejecución de obra y presupuesto de la misma.
- ✓ Seguimiento geológico-geotécnico durante su ejecución y comprobación de las hipótesis de cálculo utilizadas.
- ✓ Control topográfico.
- ✓ Control de la ejecución, comprobando que se ajusta a la calidad de los materiales, a las especificaciones técnicas y al calendario de ejecución de obra.
- ✓ Control y seguimiento económico temporal, valorizaciones, reajuste de precios, liquidación final y otros.

11.2 REVISIÓN DEL PROYECTO.

Se debe revisar constantemente el proyecto, para comprobar que los condicionantes que originaron la necesidad y el desarrollo del proyecto siguen vigentes para su construcción en toda su totalidad, debiendo comprobarse que el proyecto define el diseño, la ejecución y su costo de la obra.

En todos los proyectos debe comprobarse que la normativa y legalidad siempre es la vigente. En los proyectos de túneles se revisará especialmente el anexo de la memoria descriptiva, donde se verificará que:

- ✓ La redacción de proyecto atiende todas las especificaciones medioambientales de la normativa vigente.
- ✓ El trazo, tanto en planta como en perfil, así como su sección transversal, corresponde a la normativa vigente.
- ✓ La geología específica para el túnel deberá estar bien definida, con una escala adecuada y una especial atención en los portales. Se comprobará los modelos geológicos y geotécnicos y su tramificación a lo largo del túnel, valorando la necesidad de completar el reconomiento geológico-geotécnico del trazo donde discurre el túnel. Contrastarse los perfiles geológicos y geotécnicos, así como deben comprobarse las hipótesis de cálculo realizadas en base a la revisión de los condicionantes geológico - geotécnicos.
- ✓ La zona del portal queda definida geométricamente y justificada mediante los cálculos adecuados, así como la restauración de la ladera preexistente, atendiendo condicionantes medioambientales.
- ✓ Debe comprobarse que el método constructivo sea el adecuado a las circunstancias del entorno así como a las características del terreno.

- ✓ Las secciones de sostenimiento serán las adecuadas a la tramificación del túnel, así como los pases de avance y los criterios de aplicación de cada una.
- ✓ El plan de auscultación está adaptado a las circunstancias durante la ejecución de la obra.
- ✓ Instalaciones de ventilación, iluminación, sistema contra incendios y de control del túnel se ajustará a la normativa vigente.
- ✓ Los elementos de seguridad, nichos, refugios, galerías de evacuación, deberán cumplir con la normativa vigente.

11.3 CONTROL DE LA EXCAVACIÓN.

Dado que la construcción de un túnel es un proceso reiterativo, se debe analizar retrospectivamente lo ejecutado para corregir los errores y definir las mejoras. Para ello es indispensable un correcto control de los procesos constructivos en relación con los plazos de ejecución y control de ciclos

11.3.1 CONTROL GEOMÉTRICO.

Una desviación no tolerada del eje del túnel o la excavación de una sección insuficiente puede perjudicar la ejecución de la obra, por lo que el replanteo y el control de la excavación son labores esenciales durante la ejecución de un túnel.

Este control se realiza utilizando métodos topográficos, estableciendo los equipos, las tolerancias y redes de apoyo (internas y externas).

Los equipos de topografía deben estar integrados en el ciclo de excavación como una parte indispensable. La comunicación entre los equipos de producción y los equipos de topografía debe ser fluida, para que los ciclos de excavación sean los óptimos. Se requiere, por parte de los equipos de topografía, una total adaptación al ciclo de excavación, sobre todo cuando se realizan turnos nocturnos de trabajo.

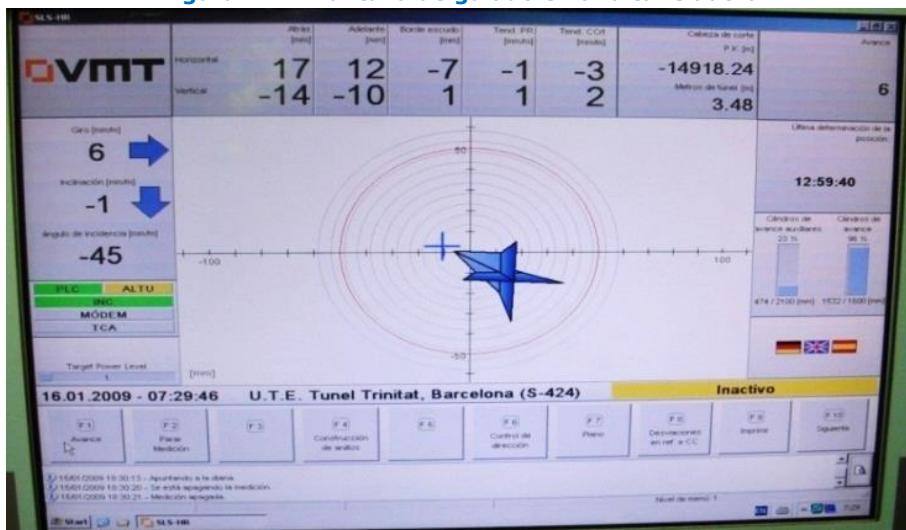
La excavación del túnel requiere básicamente de:

- ✓ Un control geométrico de la alineación, tanto en planta como en perfil
- ✓ Un control de la sección de excavación.

En métodos de excavación convencionales (perforación y voladura, rozadoras, etc.) el control de la dirección de la excavación se realiza mediante el replanteo de la sección de excavación en el frente. Los equipos de topografía deben tener una mayor presencia y una colaboración máxima con los equipos de producción. Es práctica habitual instalar puntos auxiliares, para que incluso el equipo de producción pueda replantear (radiar) someramente la sección de excavación, atendiendo instrucciones de topografía.

En métodos de excavación con TBM, el control de la dirección de la excavación se realiza con sistemas de guiado integrados en la tuneladora. Se basan en la determinación de la posición, orientación y tendencia de la cabeza de corte de la tuneladora. Estos métodos requieren de prismas o referencias instaladas en la tuneladora y de una estación robotizada instalada en el hastial del túnel. Los datos son recogidos, transmitidos y tratados mediante procesos informáticos en la cabina de la tuneladora. Posteriormente se comparan con la posición teórica, obteniendo así la desviación y tendencia de la tuneladora. De esta manera puede corregirse la dirección de la excavación.

Figura 11.1 Pantalla de guiado en una tuneladora



El giro de la tuneladora es también un dato a controlar, ya que si la tuneladora no está bien posicionada en cuanto a giro, no se puede calcular las dovelas dentro del anillo de sostenimiento y así direccionar adecuadamente la excavación tanto en planta como en perfil.

En los sistemas de excavación por voladura o excavación mediante martillo hidráulico, el perímetro de la excavación es irregular, debido a la dificultad de perfilar bien la sección. Por eso es importante controlar si hay puntos dentro de la sección teórica, o sobre-excavación en los avances. Es importante llevar un control constante para poder detectar y corregir el perímetro de la sección, a medida que se va excavando.

Figura 11.2 Replanteo del frente de excavación



Cuando el terreno sea de mala calidad y sea necesario para su sostenimiento la utilización de cerchas metálicas, el replanteo de las cerchas metálicas debe ser preciso, ya que al ir unidas longitudinalmente con tresillones, se hace difícil la corrección de la alineación si la primera cercha colocada no está en su posición correcta.

11.3.2 CONTROL DE AVANCE.

En los sistemas de excavación mediante perforación y voladura es importante comprobar durante su ejecución lo siguiente:

- ✓ Que se replantea correctamente el esquema de la malla de perforación
- ✓ Que se alternan los arranques (izquierda-centro-derecha)
- ✓ El consumo de explosivos en el avance (por disparo)
- ✓ Que se carguen los barrenos y se distancien correctamente
- ✓ Que se registren las vibraciones producidas durante la voladura

Cuando se retira el escombros de la voladura, se realiza una inspección y se comprueban:

- ✓ Distancias de avance (izquierda, centro y derecha)
- ✓ La afectación al macizo (la rugosidad deberá ser $\leq 7\%$)

Al realizar un seguimiento diario de la perforación y excavación y ver los resultados obtenidos, se puede ir observando la calidad del macizo, obteniendo así un conocimiento del mismo, que sirve para adaptar las futuras voladuras y aplicar los sostenimientos adecuados

Figura 11.3 El plan de tiro se adapta según la calidad del terreno. la parte izquierda se perfora con un diámetro más grande porque necesita explosivo de más potencia



Registrar las distancias de avance será útil para relacionar, métodos de excavación, perforaciones, sostenimientos, rendimientos, avances medios, avances acumulados, etc., pero sobre todo para poder tener previsiones de trabajo, rendimientos y de finalización de fases, en base a los rendimientos obtenidos y los terrenos atravesados.

Tabla 11.1 Ejemplo de seguimiento del avance durante la excavación del frente,

	DATA	PK	AVANCE DIA	N° VOLADURAS	AVANCE VOLADURA	AVANCE MIG	AVANCE A CUMULATIVO	OBSERVACIONES
	PK 12 HEB-140	14+722.2						PK VISERA 14+722.2
1	15 - 18/02/2010	14+720.2	2.0	1	2.00	2.0	2.0	VISERA
2	19/02/2010	14+719.2	1.0	1	1.00	1.5	3.0	PK S-V 14+719.2
3	22/02/2010	14+718.2	1.0	1	1.00	1.3	4.0	S - V
4	23/02/2010	14+717.2	1.0	1	1.00	1.3	5.0	S - V
5	24/02/2010	14+716.2	1.0	1	1.00	1.2	6.0	S - V
6	25/02/2010	14+715.2	1.0	1	1.00	1.2	7.0	S - V
7	26/02/2010	14+714.2	1.0	1	1.00	1.1	8.0	S - V
8	27/02/2010	14+713.2	1.0	1	1.00	1.1	9.0	S - V
9	01/02/2010	14+712.2	1.0	1	1.00	1.1	10.0	S - V
10	02/02/2010	14+711.2	1.0	1	1.00	1.1	11.0	PK S-IV 14+711.2
11	03/02/2010	14+709.2	2.0	1	2.00	1.2	13.0	S - IV
12	04/02/2010	14+709.2	0.0	0	0.00	1.1	13.0	S - IV
13	05/02/2010	14+708.2	1.0	1	1.00	1.1	14.0	S - IV
14	06/02/2010	14+707.2	1.0	1	1.00	1.1	15.0	S - IV
15	09/02/2010	14+706.2	1.0	1	1.00	1.1	16.0	S - IV
16	10/02/2010	14+705.2	1.0	1	1.00	1.1	17.0	S - IV
17	11/02/2010	14+704.2	1.0	1	1.00	1.1	18.0	S - IV
18	15/02/2010	14+703.2	1.0	1	1.00	1.1	19.0	S - IV
19	21/02/2010	14+702.2	1.0	1	1.00	1.1	20.0	S - IV
20	22/02/2010	14+700.2	2.0	1	2.00	1.1	22.0	S - IV
21	23/02/2010	14+698.2	2.0	1	2.00	1.1	24.0	S - IV

La observación del frente de excavación desde una tuneladora de roca es muy complicado (tuneladoras abiertas, escudo simple y doble escudo) e imposible en tuneladoras para suelos (EPB e hidroescudos), por lo que observar posibles sobreexcavaciones o inestabilidades en el frente se realiza en conformidad a lo siguiente:

- ✓ **Tuneladoras en rocas:** Mediante el control de pesos del material de escombros, se realiza una comparación con el peso teórico del avance y se comprueba indirectamente si ha habido sobreexcavaciones. Para conocer el peso del material excavado se colocan dos básculas, para mayor precisión, en la cinta que evacúa el material.

Existe dificultad para conocer el peso de la excavación del frente, ya que los materiales no siempre son homogéneos, sus densidades cambian y las básculas también recogen los posibles aditivos; pero si se tienen en cuenta estos factores, se corrigen y se mantienen las básculas calibradas, los resultados obtenidos ayudarán a detectar posibles sobreexcavaciones y campanas.

- ✓ **Tuneladoras en suelos:** Las **tuneladoras para suelos o escudos**, disponen de una cabeza giratoria equipada con picas y rascadores que se acciona mediante motores eléctricos. Éstas realizan el avance mediante el empuje de una serie de gatos perimetrales.

Dentro de este tipo de tuneladoras podemos distinguir: escudos de lodos a presión, que son especialmente indicadas para suelos aluviales bajo carga freática y en condiciones de presión de agua, ya que inyectan un lodo que da estabilidad al terreno y que ayuda al transporte del material sobrante de la excavación. Escudos presurizados, que son indicados para suelos muy inestables. Y escudos a presión de tierras, E.P.B. ("Earth Pressure Balance"), que pueden utilizarse en terrenos que puedan presentar inestabilidades o suelos muy arcillosos.

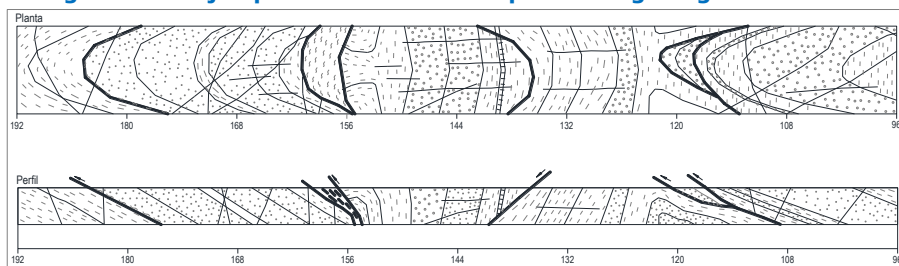
En los levantamientos geológicos del frente deben reflejarse como mínimo la situación general, métodos de excavación (malla de perforación y factor de carga), geología y geotecnia, clasificaciones geomecánicas y el sostenimiento aplicado; también es recomendable un croquis en planta, elevación y perfil, acompañando con una fotografía del frente y detalles a destacar.

Las clasificaciones geomecánicas más usuales son el RMR de Bieniawski (1989) y la Q de Barton (2000), cada una con sus particularidades y sus aplicaciones.

La elaboración del índice RMR o Q, conlleva cierta subjetividad según la experiencia personal. Pero esta subjetividad en técnicos con experiencia, en el método de excavación utilizado y el terreno, no influye en el sostenimiento a aplicar en la gran mayoría de los casos, por lo que es recomendable que la elaboración de los índices de clasificación geomecánicas sea realizado por el mismo profesional o en su defecto por profesional que utilicen los mismos criterios subjetivos, sobre todo en frentes de excavación que sean heterogéneos. Se recomienda en estos casos ser conservadores al inicio de la obra y en tramos más avanzados, contrastar la geología atravesada con la auscultación. Estos deberán ser modificados y adaptados de acuerdo a los resultados del proceso constructivo empleado, asimismo el sostenimiento y refuerzo debe ser compatible con las estructuras geológicas cartografiadas.

Con la recopilación de los levantamientos geológicos del frente de excavación y los datos observados, se confecciona un plano geológico del terreno atravesado, tanto en perfil como en planta, de esta manera contrastando la geología atravesada y la obtenida en el proyecto, pueden realizarse previsiones por delante del frente. Asimismo se deberá elaborar el plano de levantamiento geotécnico.

Figura 11.5 Ejemplo de realización de planos de geología atravesada



El control geológico y geotécnico también nos ayudará a aumentar los rendimientos de los ciclos de trabajo. El rendimiento irá ligado con minimizar la alteración en el terreno, la celeridad en la aplicación del sostenimiento y la previsión del terreno por delante del frente. También el hecho de utilizar un sostenimiento flexible, que se adapte a las necesidades del terreno, en comparación con uno más rígido, que implique un proceso más mecánico, favorecerá los rendimientos en la obra.

11.4.2 AUSCULTACIÓN.

La auscultación determinará el comportamiento del conjunto (terreno + sostenimiento) y nos servirá para precisar futuras decisiones en base a los resultados obtenidos. En base al seguimiento y el control geológico y geotécnico se determinarán un índice de clasificación geomecánica y se aplicará un adecuado sistema de refuerzo o sostenimiento.

Se debe ir comprobando que la instalación en obra de los instrumentos de auscultación sea correcta y verificar que continúan en buen estado, porque al estar cerca del área de trabajo hay probabilidad que se golpeen o se inutilicen.

En base al seguimiento y el control, geológico - geotécnico del frente de excavación y los resultados obtenidos, se deberá modificar el plan de auscultación si fuera necesario, incrementando su intensidad en zonas de especial atención, como en reducirlos si los riesgos de afectación disminuyen.

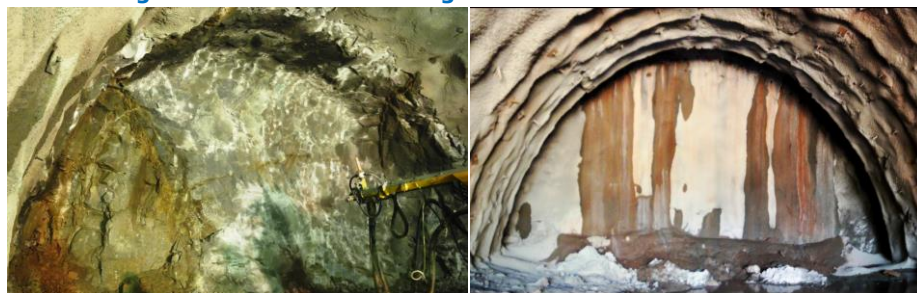
11.4.3 CONTROL HIDROGEOLÓGICO

De acuerdo a los estudios hidrogeológicos del túnel, se establecerá la posibilidad de la presencia del agua por cercanía a las lagunas, niveles freáticos, acuíferos confinados, entre otros. Así mismo durante la excavación se deberán desarrollar investigaciones complementarias para determinar la presencia de agua por tramos del túnel.

Debido a la excavación del túnel en el terreno, se crea una descompresión alrededor del túnel, en el que se abren fisuras y se crean aberturas en diaclasas cerradas, que hacen que el túnel actúe como un dren con los acuíferos existentes, a lo largo de toda su longitud, lo que depende de la litología del terreno, de la fracturación previa, su permeabilidad, la presión hidrostática, entre otros.

Es importante realizar un buen control hidrogeológico para evitar pérdidas de resistencia en el terreno circundante, aumento de subpresiones, aumento de presiones hidrostáticas sobre el sostenimiento y en el frente, hinchamientos en materiales arcillosos o provocar cavidades o colapsos en suelos salinos.

Figura 11.6 Presencia de agua en el frente de excavación



En el túnel, la principal problemática es la afluencia del agua hacia el interior; durante su ejecución y sobretodo en su conservación y mantenimiento se deberá captar y conducir hacia el exterior.

Cuando se realiza el control geológico del frente, se debe realizar un control de la presencia del agua, registrando los afloramientos, goteras o humedades existentes. Las condiciones hidrogeológicas pueden ser distintas en función de la época del año, debido a que el nivel freático varía según las condiciones pluviométricas. Como consecuencia debe realizarse diferentes inspecciones espaciadas en el tiempo y de preferencia después del máximo régimen pluviométrico.

Las inspecciones se realizan en el sostenimiento del tramo de túnel ejecutado, localizando humedades, goteras, afloramientos y situarse en una planta, indicando su caudal si procediera. Con este mapeo de la presencia de agua se tramifican las zonas a impermeabilizar, las que son divididas normalmente por progresivas.

Debe tenerse en cuenta que si el revestimiento se realiza con concreto proyectado, debe realizarse una nueva inspección para localizar la presencia de agua en la capa de revestimiento. En los túneles con revestimiento con concreto encofrado, es importante tener localizados los puntos de agua para futuras actuaciones si fueran necesarias.

11.5 CONTROL DEL REFUERZO Y SOSTENIMIENTO.

11.5.1 CONTROL DEL SOSTENIMIENTO APLICADO.

El sostenimiento a aplicar estará en relación a la calidad del terreno lo cual estará definido en el proyecto.

Según la clasificación geomecánica, el método constructivo, los equipos de trabajo, la experiencia previa en el terreno y la auscultación realizada se definirá un sostenimiento a aplicar. Este control debe ser diario en métodos observacionales como en el NATM, donde el terreno tiene una mayor intervención en el sostenimiento del túnel.

Es importante registrar los cambios de sostenimiento y realizar una comparación con los sostenimientos del proyecto, el cual deberá estar en función al estudio definitivo.

En la [Tabla 11.2](#) se presenta un ejemplo del seguimiento de sostenimiento.

Tabla 11.2 Tablas de seguimiento del sostenimiento y el realmente ejecutado

TÚNEL DE TERRADELLES (PROYECTO)

pk		SOST. LIGERO		SOST. PESADO		
		S1	S2	S3	S4	S5
14+102	14+120					18
14+120	14+150				30	
14+150	14+200		50			
14+200	14+220					20
14+220	14+265	45				
14+265	14+300		35			
14+300	14+310	10				
14+310	14+330				20	
14+330	14+360		30			
14+360	14+380	20				
14+380	14+400					20
14+400	14+455	55				
14+455	14+475				20	
14+475	14+510		35			
14+510	14+530				20	
14+530	14+570		40			
14+570	14+590				20	
14+590	14+640		50			
14+640	14+665			25		
14+665	14+700				35	
14+700	14+715					15

Total
613

TRAMIFICACIÓN REAL TÚNEL TERRADELLES

pk		SOST. LIGERO		SOST. PESADO			
		S1	S2	S3	S4	S5	VISERA
14+086.0	14+106.0					20.0	
14+106.0	14+109.0				3.0		
14+109.0	14+118.0			9.0			
14+118.0	14+311.8		193.8				
14+311.8	14+313.3			1.5			
14+313.3	14+327.4						
14+327.4	14+589.3		261.9				
14+589.3	14+593.8			4.5			
14+593.8	14+608.8						
14+608.8	14+669.2		60.4				
14+669.2	14+678.2			9.0			
14+678.2	14+711.2				33.0		
14+711.2	14+719.2					8.0	
14+719.2	14+722.2						3.0
Longitud		0	516.1	24	65.1	28	3
		516.1		120.1			
% sección tipus		0.0	81.1	3.8	10.2	4.4	0.5
		81.1		18.9			

Total
636.2

11.5.2 CONTROL DE CALIDAD.

El control de calidad durante la ejecución de un túnel está encaminado básicamente a que los elementos de sostenimiento garanticen que se cumplan las especificaciones del proyecto. El control de calidad se iniciará con la selección de las características de los materiales, su recepción y comprobación de las mismas en obra y su control en el tiempo, para evaluar su comportamiento.

Se deberá realizar un plan de control de calidad, atendiendo la normativa vigente, donde se recojan las especificaciones, frecuencia de ensayos y criterios de aceptación.

A continuación, a modo de propuestas, se analizan las problemáticas de la práctica habitual y posibles soluciones para el correcto desarrollo de los trabajos.

11.5.2.1 Zona del portal.

Antes de iniciar los trabajos de excavación y sostenimiento del túnel es recomendable aprovechar los trabajos de ejecución del portal para realizar los máximos ensayos previos. Así cuando se inicie la excavación del túnel se eliminan las zonas de pruebas, en una zona delicada como es el inicio del túnel.

Siempre que en el portal haya elementos similares de sostenimiento se aprovecharán sus trabajos para:

- ✓ Contrastar los pernos de anclaje a las condiciones de obra
- ✓ Definir una dosificación de concreto adaptada a la obra
- ✓ Definir el tipo de fibra estructural a utilizar, así como su dosificación

Pernos de anclaje

En el proyecto se define el tipo y la longitud de los pernos de anclaje a utilizar con una tensión mínima a alcanzar. Estas características deberán ser comprobadas en obra con los tipos de terreno previstos y se aprovechará la zona del portal por ser un sector de transición al túnel con los terrenos similares.

Es el momento para realizar todas las pruebas necesarias con los pernos de anclaje. Contrastar los diferentes sistemas de anclaje al terreno (cartuchos de resina, con cartuchos de cemento, entre otros) o los diferentes tipos de perno (barra de acero corrugada, perno tipo “superswellex”, entre otros), que puedan adaptarse mejor al terreno.

Se comprobarán tensiones de trabajo, al 75-80% del límite elástico del acero (en caso de barras de acero) y también tensiones alcanzadas con el arrancamiento total del perno de anclaje del terreno, para contrastarlas con las teóricas del cálculo.

Concreto proyectado

Durante la construcción del portal se realizarán las diferentes pruebas para que el concreto proyectado pueda cumplir con las especificaciones de proyecto.

Se definirá la dosificación de concreto proyectado y se comprobará en obra mediante los ensayos correspondientes de resistencia a compresión, la cual será la obtenida de la extracción de núcleos de una artesa ejecutada “in situ”, según la normativa vigente.

Figura 11.7 Ejecución de artesas de concreto lanzado durante las pruebas y ensayos previos durante los trabajos de ejecución en el portal



Normalmente, el concreto proyectado estructural se aplica con la adición de fibras de acero. De esta manera se consigue que el concreto proyectado adquiera cierta flexibilidad y sea capaz de absorber mejor las deformaciones. Si el proyecto establece la adición de fibras, se realizarán las pruebas pertinentes.

Después de definir la dosificación del concreto proyectado se realizarán pruebas para definir el tipo de fibra estructural, su contenido en kg/m^3 y su capacidad de absorción de energía y contrastar los resultados con los teóricos del proyecto.

Se realizarán pruebas a los diferentes tipos de fibra a ensayar, recomendando que no excedan más de 3-4 cm, para evitar grumos en el mezclado con el concreto proyectado.

Los ensayos están destinados para obtener una energía de absorción. Según la calidad geotécnica del terreno se exige al concreto proyectado una absorción de energía mayor o menor.

La energía de absorción se mide en joules y según la calidad geotécnica del terreno se demanda más o menos absorción de energía, según la normativa vigente.

Se definirá el tipo de fibra más adecuada y la dosificación en kg/m^3 para alcanzar la energía de absorción especificada en el proyecto. El objeto de este ensayo es relacionar el contenido de fibra en fresco con la energía de absorción alcanzada, para así en obra simplificar su control.

Se debe tener en cuenta la adición de fibras en la formulación general del concreto proyectado en cuanto a su trabajabilidad.

Conclusiones

Finalizadas las pruebas se adjuntará un informe final con la siguiente documentación mínima:

Concreto lanzado

- ✓ Áridos (características, granulometría, equivalente de arena, etc.)
- ✓ Cemento (tipo, certificados de calidad, finura y otros)
- ✓ Aditivos (tipos y certificados de acelerantes, fluidificantes, etc.)
- ✓ Fórmula de trabajo
- ✓ Granulometría combinada
- ✓ Tipo y dosificación de cemento kg/m³
- ✓ Relación agua/cemento
- ✓ Tipos y dosificación de aditivos
- ✓ Resistencias a compresión obtenidas a 3, 7 y 28 días.
- ✓ Tipos de fibras y dosificación kg/m³
- ✓ Capacidad de absorción de energía alcanzada en flexotracción
- ✓ Características de la planta suministradora del concreto proyectado (ubicación, nombre comercial, sellos de calidad, certificado, capacidad de suministro, etc.)

Pernos de anclaje

- ✓ Sistema de anclaje y terreno ensayado
- ✓ Diámetro de perforación
- ✓ Característica del perno de anclaje (diámetro, tipo de acero, certificados de calidad, etc.)
- ✓ Tipo de unión al terreno (características, nombre comercial y otros)
- ✓ Resultado obtenido en el ensayo a tracción (75%-80% del límite elástico del acero) y en el arrancamiento total del anclaje.

Finalmente se adjuntarán todas las características técnicas, certificados de calidad y suministradores de marcos metálicos, chapa Bernold, malla electrosoldada, micropilotes de paraguas, entre otros.

11.5.2.2 Túnel.

Antes de iniciarse los trabajos de ejecución del túnel se deberán aprobar los ensayos previos realizados y tener totalmente definidos los procedimientos de trabajo y ensayos de calidad.

El control de calidad durante los trabajos de ejecución del túnel atenderá al plan de calidad establecido según la normativa vigente y se basará principalmente en el control de:

Contenido de fibras

Se recomienda realizarlo en el concreto en fresco, antes de lanzarlo. Si se establece un sistema de trabajo, resulta fácil relacionarlo con la energía de absorción; es importante haber realizado los ensayos previos en la zona del portal.

Resistencia a compresión del concreto proyectado

La resistencia se obtendrá de la media de núcleos extraídos de artesa shotcreatadas, según la normativa vigente. Se recomienda extraer los núcleos en obra, para evitar al máximo las manipulaciones del concreto proyectado y así evitar golpes a edades tempranas que podrían alterar los resultados.

Debe seguirse la normativa vigente en cuanto a los núcleos a extraer en la artesa. Un tamaño de 7.5 cm de diámetro sería óptimo en los núcleos a extraer y se recomienda que sean siempre del mismo diámetro para poder compararlos. Para

poder conocer la resistencia a lo largo de su fraguado, pueden extraerse a modo de ejemplo:

- ✓ 2 núcleos a 3 días (zona de portal ± 20 m y en zonas de especial atención)
- ✓ 2 núcleos a 7 días (control preventivo de la resistencia final)
- ✓ 3 núcleos a 28 días (resistencia a compresión oficial)
- ✓ 1 núcleo a 90 días (siempre es bueno tener la evolución de la resistencia a compresión)

Figura 11.8 Extracción de núcleos de concreto lanzado



Se recomiendan artesas de tamaño 100 cm x 100 cm, para poder realizar las extracciones correctamente.

Sin obviar el plan de calidad establecido según la normativa vigente, como frecuencias orientativas, se presenta el cuadro siguiente a modo de ejemplo:

1 ^{ra} semana de trabajos con producción continua	2 artesas (testigos o núcleos) diarias
2 ^{da} semana de trabajos con producción continua	1 artesa (testigo o núcleo) diaria
Control normal o zonas de especial atención	1 artesa (testigo o núcleo) por cada 50 m ³ o una semana de producción
Después de 4 resultados aceptables	2 artesas (testigos o núcleos) por cada 100 m ³ o dos semana de producción

Las artesas siempre deben ser de concreto proyectado con sus correspondientes aditivos, nunca vertido y ejecutadas durante los trabajos de sostenimiento en el frente, las que serán debidamente identificadas (punto kilométrico, fecha, avance o destroza, etc.).

El traslado del frente de excavación hacia el exterior del túnel para realizar la extracción de núcleos debe ser cuidadosa y evitando golpes.

Capacidad de absorción de energía

La absorción de energía en el concreto proyectado reforzado con fibras se evalúa principalmente mediante la confección de paneles en obra y ensayados posteriormente en laboratorio, los que serán circulares o cuadrados, según la normativa y lo indicado en el proyecto.

Es importante tener especial atención en la confección de los paneles, ya que cualquier defecto podría desvirtúa el ensayo, por lo que es recomendable realizarlos

acompañados de un ensayo de contenido de fibra en el concreto proyectado, para contrastar su dosificación y asegurar la corrección de la misma.

Si se puede establecer una correcta y continua relación de contenido de fibras en obra y absorción de energía, analizando el contenido de fibras aseguraríamos la absorción de energía. Aunque a veces la dispersión de los resultados, la dificultad de la fabricación de los moldes, o la manipulación en obra de los paneles, hace que sea difícil dicha relación.

Por eso, comprobado que el tipo de fibra y su dosificación aseguran la absorción de energía que requiere el proyecto en los ensayos previos, es recomendable un control del procedimiento complementario a los ensayos, comprobando sistemas de mezclado (dosificaciones y tiempo de mezclado) y recomendando que la mezcla sea de calidad en la planta de fabricación que en obra.

Pernos de anclaje

Se evalúa su comportamiento con la comprobación de su tensión “in situ” y contrastándola con la tensión de cálculo de proyecto y los ensayos previos. Debe realizarse una comprobación geológica del frente y hastiales, para así contrastar si el método de anclaje sigue vigente o deba adaptarse a las nuevas circunstancias.

Asimismo debe comprobarse un porcentaje de los pernos instalados, en función de la experiencia, en el sistema de anclaje y en el terreno atravesado.

Figura 11.9 Comprobación de tensión en los pernos de anclaje en el sostenimiento



Se suele realizar la extracción de un perno de anclaje para la comprobación real de la tracción por cada sistema de anclaje utilizado y cada tipo de terreno atravesado, teniendo en cuenta que cada anclaje comprobado a tracción total debe reponerse.

Espesor del concreto proyectado

Existen diferentes métodos para la comprobación de espesores, pero el más práctico al final es la comprobación directa del espesor mediante la extracción de núcleos en la capa de concreto proyectado. No se recomiendan realizar comprobaciones mediante perforaciones destructivas dada la dificultad de observar el espesor con claridad.

Se realizará una perforación por cada punto a inspeccionar y el espesor resultante será la media del espesor del núcleo extraído. Si el espesor no fuera regular o existieran dudas, se realizará la extracción de tres núcleos y el espesor resultante sería la media de los espesores obtenidos. Debe tenerse en cuenta que el concreto

proyectado no es un concreto encofrado y por lo tanto debe existir una cierta flexibilidad para evaluar el espesor, sin que comprometa la estabilidad de la obra.

Figura 11.10 Comprobación de espesores durante el sostenimiento



Las perforaciones se realizarán mediante sonda rotopercutiva hasta el terreno y perpendicularmente a la capa lanzada. Un diámetro normal de extracción sería 7.5 cm y en condiciones normales de producción y trabajo una comprobación cada 20 m sería una frecuencia correcta. Se realizarán alternativamente en hastial (0° - 45°) - riñón (45° - 90°), pudiendo alternar la serie según los condicionantes de la obra. Se realizarán dos comprobaciones por punto kilométrico, izquierda-derecha.

Todas las extracciones de núcleos serán rellenados con mortero para evitar posibles puntos de drenaje hacia el túnel.

El procedimiento descrito es un punto de partida y debe adaptarse a las circunstancias de la obra y a la normativa vigente.

Deben adaptarse sobre todo a las fases de excavación, y sería recomendable no iniciar una fase de excavación sin tener comprobada las características geométricas y de resistencias antes de iniciar la siguiente fase de excavación.

En conclusión es recomendable comprobar pernos de anclaje, espesores y resistencias en la capa de sostenimiento de la fase de avance, antes de iniciar la fase de la destroza.

11.6 CONTROL DEL REVESTIMIENTO.

11.6.1 CONTROL GEOMÉTRICO.

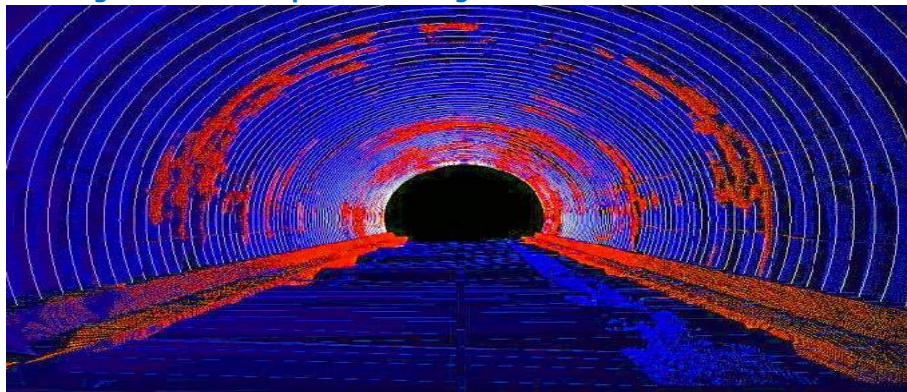
El control de la capa de revestimiento en el túnel se realizará de manera similar al control realizado en la capa de sostenimiento, principalmente por métodos topográficos, aunque las tolerancias serán menores y el control será más preciso, ya que es la última capa. Se controlará principalmente que no haya puntos dentro de la sección libre del túnel.

Cuando el revestimiento sea encofrado, los controles serán relativos a colocación de encofrados y serán los habituales a realizar en una estructura de concreto de exterior.

Cuando la capa de revestimiento se corresponda con una capa de concreto proyectado, existen sistemas topográficos que escanean toda la superficie y así se localiza de manera más sencilla cualquier punto que pudiera quedar dentro de la sección libre.

Las comprobaciones en el revestimiento deberán realizarse, luego de verificar la resistencia y el espesor correspondiente.

Figura 11.11 Comprobación de gálibo mediante escaneado láser



11.6.2 CONTROL DE CALIDAD.

Cuando el revestimiento es encofrado, el control y la frecuencia de los ensayos serán de manera similar a una estructura de concreto, comprobando básicamente la resistencia a la compresión y las armaduras de refuerzo.

Si el túnel es ejecutado mediante tuneladora, el control de calidad se basará principalmente en el control de ejecución de las dovelas. Deberán realizarse controles durante su fabricación, transporte, acopio y recepción. Se controlarán dimensiones, armado, resistencias a compresión, tiempos de encofrado, curado, etc., de manera análoga a una estructura prefabricada. Se debe hacer hincapié en el diseño de la dovela para que durante el acopio no sufra deformaciones, y asimismo al recepcionar la dovela en obra, deberá realizarse una comprobación del estado de la misma y desecharse las que estén golpeadas, con aristas desconchadas, fisuradas por mala manipulación o ante cualquier desperfecto observado.

Cuando la capa de revestimiento se realiza con concreto proyectado se comprobarán resistencias a la compresión, según la normativa vigente, y como en la capa de sostenimiento también los espesores. En la comprobación de espesores, de manera similar al control en la capa de sostenimiento, sería recomendable, en condiciones normales de producción, realizar comprobaciones cada 20 m. Las comprobaciones se realizarían hasta el terreno, abarcando todo el espesor de concreto proyectado, incluido el espesor de la capa de sostenimiento. Comprobar solamente el grosor de la capa de revestimiento se hace difícil porque resulta complicado discernir entre la capa de sostenimiento y la de revestimiento.

Se realizarán comprobaciones de espesor en puntos kilométricos alternos a las comprobaciones realizadas en la capa de sostenimiento. Así si las comprobaciones se realizaron en las progresivas 12+120, 12+140, 12+160, etc., se realizarían en las progresivas 12+130, 12+150, 12+170, etc. De manera alterna entre el hastial (0°-45°) y el riñón (45°-90°) del túnel. Se realizan comprobaciones en ambos márgenes izquierdos y derechos. El espesor será el resultado de la media del espesor del núcleo extraído y si hubiera dudas se extraerían tres núcleos de la



misma zona para realizar el promedio de los tres núcleos. Al realizar la perforación hasta el terreno se contrastará con la suma de las dos capas teóricas.

Al realizar las verificaciones de espesor, estas se realizarán cada 10 m para espesores de sostenimiento y cada 20 m para espesores completos.

Las comprobaciones de resistencia a la compresión se realizarán mediante la extracción de núcleos de una artesa shotcreteada en obra y con las mismas frecuencias que en la capa de sostenimiento. Las perforaciones realizadas en la capa shotcreteada deben taparse con mortero para evitar filtraciones hacia el túnel.

11.7 SEGUIMIENTO TÉCNICO, ECONÓMICO Y TEMPORAL.

Es importante realizar un seguimiento económico durante el proceso de ejecución de la obra, teniendo en consideración que las características del terreno, serán determinantes para evaluar los rendimientos y prevenir posibles desviaciones presupuestarias.

Un control sobre rendimientos de los equipos, un control geológico y geotécnico combinado con el control presupuestario nos dará idea si la obra se desarrolla con el ritmo previsto, en la medida que es posible que el volumen del concreto proyectado resulte mayor que el previsto, debido a un mal recorte en las voladuras y que una inestabilización del frente provoque una desviación presupuestaria.

Es recomendable realizar un seguimiento de las tareas que se realizan en el frente. Un ejemplo de una hoja de seguimiento de trabajos en el frente sería la siguiente:

Figura 11.12 Ficha de seguimiento de trabajos en el frente de excavación

dirección de obra:		propietad:		COMPLEMENTACIÓN DE LA CONEXIÓN ENTRE LAS ETAP DE ABRERA I CARDEDEU. TRAMO FONTSANTA-TRINITAT. TUNEL Y CONDUCCIÓN FONTSANTA-TRINITAT ENTRE LA RIERA DE SANT JUST Y LA ESTACIÓN DISTRIBUIDORA DE LA TRINITAT.				SEGUIMIENTO DIARIO DE EJECUCIÓN	
Nº DE HOJA: 73		FECHA: 06/04/2009		HORA: 9.35		SISTEMA CONSTRUCTIVO: INTA		NUM. DE CICLO: 78	
TUNEL Y BOCA: BOCA SUR GALERIA A		PK INICIAL: 0+982		PK FINAL: 0+984.5		SECCION DE EXCAVACION: 0+981		NUM. VOLADURA: 76	
						SOSTENIMIENTO DE PROYECTO: B		HORA DE VOLADURA: 03.15 h.	
						DISTANCIA A BOCA INICIAL: 152.3		DISTANCIA A BOCA INICIAL: 154.8	
						DISTANCIA A BOCA FINAL: 154.8		DISTANCIA A BOCA FINAL: 157.4	
						AVANCE: 2.50 m		AVANCE: 2.60 m	

CICLO DE EJECUCIÓN		07:00 08:00 09:00 10:00 11:00 12:00 13:00 14:00 15:00 16:00 17:00 18:00 19:00 20:00 21:00 22:00 23:00 00:00 01:00 02:00 03:00 04:00 05:00 06:00 07:00																							
E X C A V A C I O N	PREPARACIÓN Y REPLANTEO																								
	EXCAVACIÓN MECÁNICA																								
	PERFORACIÓN																								
	CARGA, VOLADURA Y VENTILACIÓN																								
	DESESCOMBRO																								
	SANEO Y REPERFILADO																								
	PROTECCIÓN DE FRENTE Y SELLADO																								
	BULONADO																								
	CERCHAS																								
	MALLA																								
S O S T	HORMIGÓN PROYECTADO + FIBRAS																								
	SOLERA O CONTRAVUELTA																								
	MALLA																								
R E V	HORMIGÓN PROYECTADO																								
	PARADAS, AVERÍAS, ESPERAS																								

MATERIALES		UTS	1er TURNO (07:00 h-19:00 h)			2do TURNO (07:00 h-19:00 h)			
E X C			AMC	DBI	DBF	AMC	DBI	DBF	
E X C	BARRENOS	mts	52						
	LONGITUD DE PERFORACIÓN	mts	7.50						
	EXPLOSIVO	kgs	82						
S O S T	SELLADO HP HP-	m³	4						
	BULONES Ø 25 L= 3.00	mts	6						
	CERCHAS TH= 23	mts	1						
	MALLAZO Ø 6 #15x15	mts							
	HP HP- 50 + FIBRAS	m³	6						
	HM- EN SOLERA	m³							
	MALLAZO Ø 6 #15x15	m³							
	HP HP-	m³							
	R E V								

OBSERVACIONES:	
CONTROL DE CALIDAD: ... Se realizan 2 artesas de hormigón proyectado en el ciclo 78	

11.8 INFORME FINAL DE OBRA EJECUTADA.

Al finalizar los trabajos se deberá elaborar un informe final de obra, donde se adjunta todos los datos referentes a la ejecución del túnel.

Este informe es útil para recopilar toda la información diaria de la ejecución, y asimismo resulta de gran utilidad para futuras acciones de mantenimiento o reparación durante la vida útil de la obra, e incluso servirá para la redacción de

futuros documentos como el plan de auscultación durante la fase de mantenimiento y conservación o caracterizar zonas de características especiales.

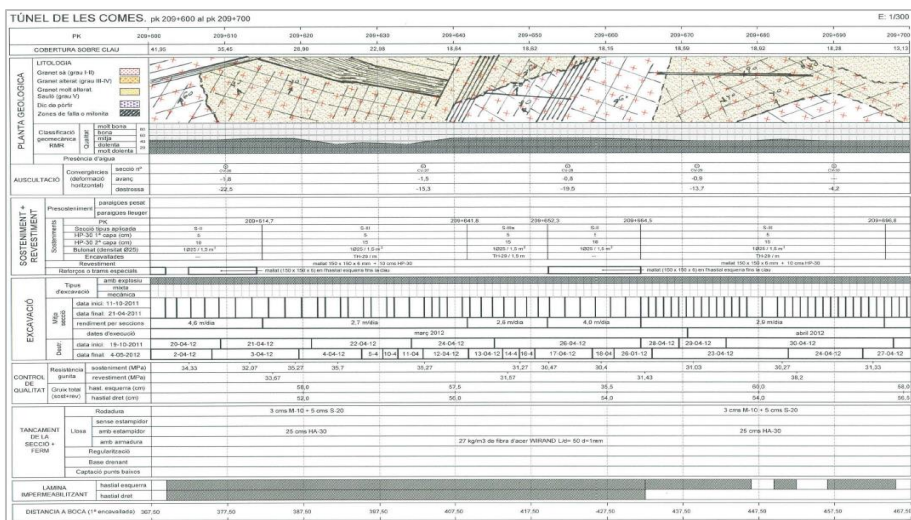
Se presenta un índice de referencia básico, que podría adaptarse a las circunstancias particulares de la obra.

- ✓ **Definición y planos finales ejecutados**
 - Definición en planta, elevación y perfil del túnel
 - Planta y perfil geológico
 - Definición de los portales (planta, elevación y perfil)
 - Restauración de los portales
 - Tipos de sostenimiento
 - Cálculos y justificaciones de las modificaciones sobre el proyecto
- ✓ **Ejecución de los portales**
 - Seguimiento de ejecución del paraguas
 - Seguimiento de la visera, viga de atado
 - Panel fotográfico
- ✓ **Ejecución de la excavación**
 - Método de excavación utilizado
 - Plan de voladuras
 - Inspecciones geológicas diarias del frente de excavación
 - Avances diarios
 - Seguimiento de los trabajos en el frente
 - Tramificación del sostenimiento aplicado
 - Plano geológico del terreno atravesado
 - Tramos especiales (refuerzos, inestabilidades, etc.)
 - Panel fotográfico
- ✓ **Ejecución de contravuelta o solera**
 - Seguimiento de los trabajos (fases, ciclos de trabajo, etc.)
- ✓ **Impermeabilización y drenaje**
 - Situación de humedades, puntos de agua y afloramientos
 - Tramificación de la impermeabilización
 - Planos de desguace (desmontaje) (planta y perfil)
- ✓ **Auscultación**
 - Plan de auscultación empleado
 - Inspecciones previas al inicio de los trabajos en estructuras y edificios próximos
 - Portales (lecturas, gráficos, etc.)
 - Túnel (lecturas, gráficos, etc.)
 - Vibraciones (registros, gráficos, etc.)
- ✓ **Control de calidad**
 - Plan de control de calidad utilizado
 - Ensayos previos y conclusiones
 - Certificados de calidad y características de los materiales
 - Resultados obtenidos
 - Gráficos
 - No conformidades y acciones correctoras

Con la documentación recopilada durante los trabajos, es recomendable la elaboración de un plano donde se reflejen los trabajos realmente ejecutados. Como

se observa en la **Figura 11.13**, se establecen los aspectos más importantes durante la construcción del túnel. Cada plano corresponde a 100 m de longitud en el túnel, y de una manera gráfica y rápida puede localizarse cualquier punto kilométrico, y conocer cómo se excavó, que sostenimiento se utilizó o qué espesores de concreto proyectado corresponde a ese punto en particular.

Figura 11.13 Confección de plano longitudinal con los datos recogidos en la obra



OBRAS DEL TÚNEL 22 DE LA LÍNEA 2 DEL METRO DE LIMA



CAPÍTULO XII SEGURIDAD E HIGIENE EN OBRA

12.1 MONTAJE DE INSTALACIONES.

Al inicio de los trabajos de construcción, se deberá tener habilitadas las instalaciones que permitirán efectuar las labores de dirección técnica de los trabajos, campamento para el personal, almacenes para los distintos suministros, talleres de mantenimiento del equipo y otros servicios.

12.1.1 CERRAMIENTO.

Con el objeto de evitar las interferencias previsibles, tanto con las vías de acceso a la obra como con las áreas anexas a ésta, provocadas por el tránsito de vehículos y transeúntes, se deberá adoptar el correspondiente cerramiento a lo largo de toda la obra, de forma que quede impedido el acceso de personas no autorizadas. Dicho cercado deberá estar debidamente acompañado de señalizaciones de seguridad en lugares apropiados, acorde al riesgo específico, además de las correspondientes señales en las vías adyacentes. A la hora de implantar el cercado de obra se tendrá en cuenta la incorporación de los vehículos a carreteras y vías públicas de circulación, con condiciones adecuadas de visibilidad de acuerdo con la normativa vigente de tráfico.

Se preverán accesos para operarios y vehículos debidamente discriminados y señalizados en la valla de cerramiento.

12.1.2 INSTALACIONES DE HIGIENE Y BIENESTAR.

Para el personal de obra se dispondrán las instalaciones de vestuarios, aseo y comedores, según la Normativa de Prevención de Riesgos Laborales, ubicados en los planos generales de obra. Es recomendable la disposición de una zona de aparcamiento para el personal de obra, la cual esté debidamente protegida y señalizada como área de obra.

Teniendo en cuenta la duración de la obra y el número de operarios previsto, las necesidades se cubrirán mediante las siguientes instalaciones:

✓ Comedores

Se dispondrá de recintos provistos de ventilación natural suficiente, iluminación adecuada, tomas de corriente que permitan la instalación de estufas para el invierno, y dotado de mesas y asientos. Se preverá la disposición de hornos microondas.

En el exterior se colocarán recipientes para residuos sólidos de diferente naturaleza.

✓ Vestuarios

Se dispondrá de recintos dotados de puertas al exterior con ventilación e iluminación adecuadas, provistos de armarios o casilleros metálicos individuales con cerradura para la ropa y calzado, así como asientos para el personal.

Se preverá perchas o tendales para la ropa húmeda.

Se proveerá de tomas de corriente para la instalación de estufas en el invierno.

✓ Aseos

El agua utilizada en estas instalaciones será apta para el consumo humano.

Se dispondrá de un recinto provisto de los siguientes elementos:

Inodoros en cabinas individuales con puerta, pestillo interior y percha.

Dependiendo de la zona los lavaderos estarán provistos con agua fría y caliente.

Las duchas deberán disponer de agua caliente y fría, además de espejo, papel higiénico y jabón.

✓ **Instalaciones sanitarias**

Se debe prever la instalación y adecuación de un lugar para sala de primeros auxilios, disponiendo una instalación para tal fin, así como la colocación de botiquines ubicados estratégicamente a lo largo de las zonas de trabajo.

Se dispondrá de camillas portátiles para evacuación de accidentados.

El local deberá estar señalizado de forma adecuada y será de fácil acceso.

Se capacitará a un número suficiente de trabajadores en la utilización del equipo de primeros auxilios.

Todo esto estará debidamente contemplado en el Plan de emergencia, alarma y evacuación de la obra.

✓ **Oficinas principales de obra**

Se dispondrán recintos para el personal (técnicos, administración y otros) que dispondrá de los medios y mobiliario necesarios para el desarrollo de sus actividades.

12.1.3 INSTALACIÓN ELÉCTRICA.

La instalación eléctrica de la obra se ajustará a las especificaciones establecidas en la normativa vigente, con independencia de su origen (red eléctrica o grupos electrógenos).

Esta instalación requiere de la elaboración de proyecto previo para la puesta en obra.

Las instalaciones deberán proyectarse, realizarse y utilizarse de manera que no entrañen peligro de incendio ni de explosión y de modo que las personas estén debidamente protegidas contra los riesgos de electrocución por contactos directo o indirecto.

Respecto a estas instalaciones deberán verificarse y mantenerse con regularidad por personal calificado y autorizado, según lo establecido en la normativa vigente.

12.1.4 INSTALACIÓN DE AGUA.

✓ **Abastecimiento de agua para consumo**

La instalación de agua en una obra de este tipo deberá estar prevista para proveer tanto a las necesidades de la ejecución de la obra como a las instalaciones de higiene y bienestar dispuestas en ella.

La acometida de agua potable a la obra se realizará por la compañía suministradora, en el punto de acometida graficado en los planos, siguiendo las especificaciones técnicas y requisitos establecidos por la compañía distribuidora.

Es deseable que el suministro de agua potable se canalice, en los casos que sea posible, bajo tierra y protegido en tuberías de PVC (policloruro de vinilo) de alta

densidad, hasta los distintos puntos de consumo para obra, así como para las instalaciones de higiene y bienestar de los trabajadores.

✓ **Aguas de proceso**

La instalación de aguas de proceso estará debidamente diferenciada y señalizada, teniendo en cuenta la posibilidad de la construcción de depósitos acondicionados para el abastecimiento.

✓ **Aguas residuales**

Se tratarán de forma adecuada (red colectora local, fosa séptica, decantador u otros)

12.1.5 INSTALACIONES DE EXPLOSIVOS.

✓ **Almacenamiento de explosivos**

Se entenderá por depósito de explosivo el lugar destinado al almacenamiento de las materias explosivas y sus accesorios.

En cada depósito puede haber uno o varios polvorines.

Los polvorines estarán contruidos conforme a la normativa correspondiente.

Los depósitos auxiliares de distribución serán autorizados por la SUCAMEC, de acuerdo a los procedimientos establecidos.

✓ **Montaje de instalaciones**

De acuerdo con la normativa vigente sobre la materia, se podrá autorizar a los usuarios de explosivos, polvorines auxiliares de distribución con capacidad máxima tanto de explosivos como de detonadores, sin sobrepasar el número de diez polvorines por instalación. Las distancias de los polvorines entre sí, y respecto a núcleos de población, estarán de acuerdo con la normativa correspondiente.

Para poder demostrar la necesidad de tal depósito es necesario contar con la aprobación de un proyecto de voladuras. El contenido mínimo del proyecto de voladuras, que debe ser suscrito por un técnico competente debidamente autorizada, no viene definido por la reglamentación, pero sí debe estar claramente especificado el contenido general del proyecto: memoria descriptiva, planos y cálculos justificativos acerca de la eficacia de las medidas encaminadas a garantizar la máxima seguridad del personal, así como toda incidencia perjudicial para las instalaciones; además se deberán describir las condiciones y lugares de utilización, así como las reglas de explotación y mantenimiento.

Las instalaciones de los depósitos auxiliares de distribución, como almacenamientos especiales, esencialmente deben tener medidas y precauciones respecto al riesgo de incendio, por lo que los materiales deben ser metálicos y refractarios, constituyendo un bloque blindado e ignífugo. El otro riesgo que es igualmente considerado es el del robo y, en consecuencia, los equipos tienen puertas de seguridad blindadas y cerraduras de seguridad.

✓ **Caseta del vigilante**

Estará ubicada en las inmediaciones del almacenamiento de explosivos, y estará sujeta a la legislación vigente.

✓ **Zona de destrucción de explosivos**

Con independencia del sistema de destrucción que se adopte, por explosión o por combustión, deben considerarse unas distancias de seguridad, tanto respecto a zonas habitadas y vías de comunicación como en lo relativo al lugar de refugio del personal que realiza la destrucción.

En la destrucción de explosivos se deben seguir las instrucciones que cada fabricante indique al respecto, las cuales deberían estar incluidas en el Proyecto de Voladuras de la obra.

✓ **Montaje de instalaciones**

Entre otras consideraciones, se tendrán en cuenta las siguientes:

- La zona estará libre de vegetación,
- No habrá piedras sueltas para evitar proyecciones,
- Permitirá excavar para poder enterrar los detonadores para su posterior destrucción.
- Se realizará en el exterior, teniéndose en cuenta la dirección del viento
- Se preverán medios de extinción (extintor, agua, arena y otros)
- Se utilizará material para el lecho de destrucción (paja, hierba seca y otros)
- En el caso especial de los explosivos polvorientos ANFO (nagolita) se preverá un recipiente con agua, eliminando de forma adecuada el resultante de la mezcla.

La zona de destrucción se señalizará convenientemente respetando las distancias marcadas en las tablas anteriores.

✓ **Preparación explosivos/caseta de preparación de cañas**

Habitualmente la zona de preparación de explosivos se realiza en un local que se viene a denominar cuarto de cañas.

Suele tratarse de un contenedor acondicionado que deberá estar puesto a tierra, estará señalizado y la iluminación y extracción de gases serán antideflagrantes. Asimismo debe estar dotado de los equipos necesarios de extinción de incendios.

En la puerta del contenedor, se mantendrá la señalización de prohibición de usos de teléfonos móviles y radiofrecuencias; prohibición de fumar y encender fuego y advertencia de riesgo de explosión.

Además se tendrá en cuenta:

- Evitar acopios de cañas en lugares inadecuados (techo, caseta y otros).
- En su interior sólo estará personal autorizado.

12.1.6 TALLER MECÁNICO.

En obras de este tipo es conveniente la disposición de una nave cubierta con una superficie suficiente para su uso como taller mecánico, dotada con todos los elementos necesarios para la reparación y revisión de la distinta maquinaria a ser utilizada en la obra.

Anexo a este taller existirá una zona destinada al estacionamiento y mantenimiento diario (engrase y otros) de la maquinaria.

12.1.7 ZONA DE LIMPIEZA DE VEHÍCULOS.

En obras de este tipo es conveniente la disposición de una zona de limpieza de vehículos para favorecer un mejor mantenimiento de la maquinaria.

12.1.8 TALLER DE REPARACIÓN DE ARMADURAS.

Dado el importante volumen de acero para armar se hace necesario tener un taller de elaboración de armaduras.

El taller tendrá una superficie suficiente para responder a un acopio inmediato, previo y posterior al tratado de las armaduras, y podrá estar dotado de los siguientes equipos:

- ✓ Cizallas
- ✓ Dobladoras
- ✓ Mesa de rodillos
- ✓ Entre otros

12.1.9 DEPÓSITO DE ALMACENAMIENTO.

Se podrá considerar lo siguiente:

- ✓ Combustibles (gasolina o diésel)
- ✓ Aceites
- ✓ Aditivos de concreto (acelerantes, desencofrantes)
- ✓ Silos de concreto (gunita)
- ✓ Recipientes a presión (CO₂, oxígeno, acetileno)
- ✓ Entre otros

12.1.10 TALLER DE FABRICACIÓN DE DOVELAS.

En los casos en que se requiera la utilización de dovelas, estas podrán ser prefabricadas y trasladadas para su montaje, o podrán ser fabricadas "in situ"; su fabricación comprende básicamente los siguientes procesos:

- ✓ Montaje de armadura
- ✓ Moldes
- ✓ Vertido de concreto en el molde
- ✓ Secado y curado de la dovela
- ✓ Movimiento de vagones de dovelas, volteo y montaje de juntas
- ✓ Almacenamiento de aditivos y acelerantes de concreto.
- ✓ Acopio de dovelas terminadas
- ✓ Entre otros.

Generalmente la habilitación de armadura viene de fábrica, limitándose en la obra a proceder al montaje, colocación de separadores y vainas de armaduras de cada molde. Aun así es posible plantearse la necesidad de contar con un taller de armaduras.

Posteriormente se procederá a la disposición en obra de los moldes adecuados para la fabricación de las dovelas, así como de medios mecánicos o electromecánicos para proceder al movimiento de los moldes para la colocación de concreto, endurecimiento, desmoldado y volteado.

En el supuesto de grandes volúmenes de obra, se podrá disponer en ésta de una planta de concreto, la cual generará sus propias necesidades de suministro de agua, electricidad y áridos. Dichos áridos deberán estar convenientemente acopiados en lugar adyacente a dicha planta.

De la misma forma, puede disponerse en obra de una planta de trituración, que tiene como función producir áridos para abastecer la fabricación de concreto en la planta de dovelas. La planta se compone generalmente de los siguientes elementos:

- ✓ Tolva primaria
- ✓ Alimentador vibrante
- ✓ Triturador primario de mandíbulas
- ✓ Tolva de regulación
- ✓ Criba de corte
- ✓ Triturador secundario
- ✓ Cintas transportadoras
- ✓ Cribas de clasificación
- ✓ Molino terciario
- ✓ Equipo de lavado de áridos

Asimismo es necesaria la disposición de un área de acopio del material triturado, en función de su granulometría.

Por último es conveniente indicar que el acopio de las dovelas terminadas se hará sobre una superficie adecuada al material tratado, siendo usual hacerlo sobre soportes de madera.

Los materiales más utilizados al respecto son: separadores, vainas roscadas, juntas de caucho, placas de neopreno, desencofrantes, líquido de curado, adhesivo de juntas, entre otros.

12.2 EJECUCIÓN DE ACCESOS.

Riesgos y medidas preventivas, en todos los casos descritos a continuación que tengan presencia en la obra, se definirán los riesgos existentes y se indicarán las medidas preventivas a seguir.

12.2.1 EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO.

En algunos casos la realización del acceso al túnel conlleva la excavación a cielo abierto mediante la utilización de diversa maquinaria específica para movimientos de tierras, tales como:

- ✓ Tractor sobre orugas (bulldozer).
- ✓ Retroexcavadora.
- ✓ Cargador frontal.
- ✓ Camión volquete.
- ✓ Camión dumper.
- ✓ Dumper autocargable.
- ✓ Camión cisterna.

12.2.2 POZO DE ATAQUE.

Se entiende como pozos de ataque a los trabajos de excavación en vertical para resolver el acceso a la boquilla del túnel.

Por su similitud, al ser una excavación verticalizada, se puede utilizar la técnica Raise Boring utilizada en chimeneas de ventilación, ascensores y otros.

✓ Pantallas

La ejecución de las pantallas, aparte de utilizarse como método de sostenimiento de la excavación, se utiliza para impedir el afloramiento de agua

a la cota de la solera del pozo o rampa a medida que se van excavando, pues cierra o limita el fenómeno del sifonamiento del agua hacia la solera; además servirán como paredes adosadas del futuro acceso al túnel. El proceso de ejecución es el siguiente:

Murete guía.

- Excavación con cuchara, hidrofresa o trépano y lodos bentoníticos.
- Colocación de armaduras en el panel.
- Colocación del tubo de junta.
- Colocación de concreto del panel.
- Retiro del tubo de junta.

Los métodos de ejecución más usuales son los siguientes:

- Cuchara bivalva al cable
- Cuchara bivalva hidráulica
- Hidrofresa
- Trépano

Medios auxiliares

- Cables, estrobos, eslingas, etc.
- Tubería Tremie
- Jaula
- Horquilla
- Vibradores
- Manguera de conexión para concreto
- Maquinaria y equipos
- Cuchara bivalva al cable
- Suspensión
- Cuerpo
- Poleas
- Valvas o mandíbulas
- Cuchara bivalva hidráulica
- Suspensión
- Cuerpo
- Poleas
- Valvas o mandíbulas
- Hidrofresa
- Trépano
- Cuerpo del trépano
- Base de golpeo
- Góndola
- Excavadora
- Camión mixer
- Grúa autopropulsada
- Grupo de soldadura y oxicorte
- Planta de lodos
- Batidora
- Desarenador
- Bomba
- Dispositivo de almacenamiento, entre otros.

✓ **Pilotes in situ**

El pilote es un elemento constructivo utilizado para la realización de cimentaciones profundas en terrenos de escasa capacidad portante.

Se dice que los pilotes son in situ cuando la ejecución completa se efectúa en su lugar de emplazamiento definitivo.

Los métodos constructivos de pilotes "in situ" que se tratarán son:

- Pilotes con encamisado recuperable
- Pilotes con lodos bentoníticos
- Pilotes con rotación en seco
- Pilotes con barrena continua

La ejecución para los pilotes con encamisado recuperable, con lodos bentoníticos o con rotación en seco consiste en:

1. Perforación.
2. Limpieza del fondo con cazo, si procede.
3. Colocación de la armadura.
4. Colocación de concreto con tubería Tremie.
5. Pilote terminado.

La ejecución de los pilotes con barrena consiste en:

1. Perforación.
2. Colocación de concreto y extracción simultánea del terreno.
3. Eliminación de tierras.
4. Colocación de armadura en el concreto fresco.

Medios auxiliares:

- Cables, estrobos, eslingas y otros
- Tubería Tremie
- Jaula
- Horquilla
- Vibradores
- Manguera de conexión de concreto

Maquinaria y equipos

- Pilotadora
- Entubado
- Cazo o cubo de perforación
- Cuchara
- Barrena continua
- Hélice Trépano
- Camión de transporte
- Retroexcavadora
- Camión mixer
- Grúa autopropulsada
- Grupo de soldadura y oxicorte
- Planta de lodos
- Batidora
- Desarenador
- Bomba
- Bomba de colocación de concreto

- Entre otros.

✓ **Micropilotes y anclajes**

Los micropilotes son elementos cilíndricos perforados en el terreno, armados con tuberías de acero reforzadas, con una o más barras de acero, e inyectados con lechada o mortero de cemento en una o varias fases.

Los anclajes son perforaciones en el terreno donde se introducirá cables o barras que, después de inyectarles lechada de cemento y luego del fraguado, serán sometidos a tensión.

La ejecución de un micropilote comprende la realización de las siguientes operaciones básicas.

1. Perforación del taladro de micropilote.
2. Extracción del varillaje de perforación.
3. Colocación de la armadura.
4. Inyección del micropilote.
5. Conexión con la estructura o con el resto de micropilotes, mediante un encepado.

Los anclajes se ejecutan en las siguientes fases:

1. Perforación del anclaje con entubado recuperable o no.
2. Colocación del tirante o barra.
3. Inyección del anclaje.
4. Tesado del anclaje.

Medios auxiliares

- Cables, cadenas, eslingas, ganchos
- Obturador

Maquinaria y equipos

- Equipo de perforación
- Góndola
- Excavadora
- Grupo de soldadura y oxicorte
- Equipo de inyección de lechada:
- Mezcladora
- Agitador
- Bomba de inyección

Para anclajes:

- Equipo de tesado

12.3 EXCAVACIÓN Y AVANCE DEL TÚNEL.

12.3.1 PORTAL DE ENTRADA Y SALIDA.

Es la Fase inicial para la ejecución del túnel en la cual se ejecuta, habitualmente, un paraguas de micropilotes o pernos de anclaje con zuncho de concreto de longitud variable, dependiendo del terreno; comprende las siguientes fases: perforación de micropilotes, descabezado y el hormigonado de la viga de atado.

En la mayoría de los casos la viga de atado se ejecutará mediante la colocación de cerchas y gunitado.

Antes de la ejecución del portal se habrá procedido, en su caso, al sostenimiento del talud, ejecución de visera de protección, etc.

✓ **Medios auxiliares**

- Andamios
- Cadenas, estrobos y eslingas
- Escaleras de mano
- Cubilote para traslado de concreto

✓ **Maquinaria y equipos**

- Equipo de perforación
- Plataforma elevadora
- Grúa telescópica
- Retroexcavadora
- Camión grúa
- Camión mixer
- Grúa autopropulsada
- Bomba de concreto
- Grupo electrógeno
- Vibrador
- Compresor
- Herramientas manuales

12.3.2 AVANCE CON RETROEXCAVADORA.

La ejecución de estos trabajos se realiza habitualmente con retroexcavadoras provistas de martillo, y ocasionalmente si la dureza de la roca lo permite, se puede usar directamente la cuchara o cazo de la retroexcavadora.

✓ **Maquinaria y equipos**

- Retroexcavadoras
- Palas cargadoras
- Camión volquete
- Camión dúmper

12.3.3 ROZADORA.

Las rozadoras o minadores son máquinas excavadoras que realizan su trabajo mediante una cabeza o cabezas rotatorias provistas de herramientas de corte y que van montadas sobre un brazo monobloque o articulado, todo ello sobre un chasis móvil de orugas y, completando el conjunto, un sistema de recojo y transporte del escombro.

✓ **Maquinaria y equipo**

- Rozadora
- Cinta de transporte
- Cargador frontal
- Retroexcavadoras
- Camión volquete
- Camión dúmper
- Cargadora de perfil bajo
- Dúmper motovolquete

12.3.4 EXPLOSIVOS.

Las etapas de que consta el ciclo de trabajo característico de este sistema son las siguientes:

- Replanteo en el frente del esquema de tiro.
- Perforación de los taladros.
- Carga de los taladros con explosivo (barrenos).
- Voladura y ventilación.
- Retiro del escombros y limpieza del frente, bóveda y hastiales.

✓ **Maquinaria y equipos**

- Perforadora sobre ruedas (jumbo).
- Cargador Frontal.
- Retroexcavadoras.
- Camión volquete.
- Camión dumper.
- Martillos neumáticos.
- Compresoras.

12.4 INSTALACIONES DEL TÚNEL.

12.4.1 VENTILACIÓN.

La necesidad de mantener dentro de los túneles una atmósfera respirable, no tóxica, y en unas condiciones ambientales óptimas, obliga a renovar el aire de éstos mediante sistemas de ventilación, para así impedir que los gases y humos generados por vehículos de motor, y por las distintas labores de construcción, alcancen unas concentraciones límite predeterminadas.

El caudal de aire que es necesario aportar a una labor de interior es función de la maquinaria de combustión interna y del número de personas en el tajo. Para la expansión de los gases nocivos emitidos por los motores térmicos y por la respiración humana se precisan unos caudales mínimos de aire limpio, los cuales deben ser garantizados, permitiendo la respiración del personal en condiciones de dilución aceptable de los tóxicos del escape de los vehículos.

Durante la construcción de un túnel la mayor emisión de contaminantes se produce en la zona del frente de avance, que es además donde suele concentrarse el personal.

✓ **La ventilación subterránea tiene tres motivos fundamentales:**

1. Suministrar el oxígeno necesario al aire del túnel para reemplazar el consumo producido por el personal y por los motores (la proporción de oxígeno en el aire, no será inferior a 19% en ningún punto del túnel).
2. Asegurar la dilución y evacuación del polvo y de los gases tóxicos producidos por los sistemas de producción.
3. Mantener la temperatura del aire por debajo de los límites permisibles.

Donde sea necesario diluir las concentraciones de gases tóxicos, será preciso colocar mecanismos locales adicionales a fin de provocar una mayor dilución del aire. Cuando el polvo sea un problema importante, los sistemas se proyectarán encaminados a controlar su nivel y se dispondrán filtros para limpiar el aire antes de su readmisión en el sistema general de flujo.

El efecto del calor y los incrementos de humedad deben ser reducidos mediante el uso de sistemas forzados, proporcionando una gran velocidad local del aire.

Los sistemas de ventilación incluidos podrán ser uno o más de los siguientes:

- ✓ Suministro forzado de aire fresco
- ✓ Extracción del aire contaminado del túnel
- ✓ Sistemas más complejos de superposición de extracción y suministro
- ✓ Técnicas de recirculación controlada

Uno de los objetivos primordiales de la ventilación en el túnel es proporcionar aire fresco, posibilitando así un entorno de trabajo adecuado. Sin embargo, la cantidad de aire fresco que se introduce en el túnel no está tanto condicionada por las necesidades de respiración, sino más bien como diluyente de agentes contaminantes y generador de frescura.

La contaminación del aire se produce por polvo y gases contaminantes. Los gases que se encuentran en la atmósfera del túnel proceden de dos fuentes: por filtraciones en el propio terreno y por utilización de los motores diésel.

Los principales gases producidos son dióxido de carbono, monóxido de carbono, gases nitrosos, metano y dióxido de azufre.

Con la ventilación se consigue:

- ✓ Diluir los gases nocivos, emitidos por los motores de combustión interna y voladuras, hasta concentraciones dentro de los límites permitidos.
- ✓ Eliminación del polvo que pudiera producirse en la aplicación de los diferentes sistemas de excavación mecánica u otras tareas desarrolladas.
- ✓ Aporte del aire limpio necesario para la respiración humana.
- ✓ Mantener la temperatura del aire por debajo de ciertos límites.

Cuando la perforación se realiza mediante el empleo de medios mecánicos, como es el caso de la rozadora, es recomendable la adopción de un sistema de ventilación mixta, consistente en una ventilación soplante que impulsa el aire hacia el tajo y un ventilador aspirante con decantador de polvo que toma el aire en el frente y lo expulsa hacia el exterior.

El sistema de ventilación más aconsejable es de tipo soplante, en el que un tubo proporciona aire fresco. En algunos casos de excavación mecánica es conveniente combinar con otro de extracción del aire en la zona de excavación.

- ✓ **Las normas básicas de seguridad a tener en cuenta son:**
 - La ventilación prevista será suficiente evitándose la recirculación.
 - La instalación de ventilación se mantendrá en todo momento en correcto estado de funcionamiento.
 - Los conductos de ventilación se prolongarán hasta el área de trabajo de la máquina.
 - Se conectarán adecuadamente las uniones de los tubos de ventilación.
 - Se colocarán soportes a intervalos regulares para garantizar su correcta sujeción.
 - Periódicamente especialistas realizarán las correspondientes mediciones de gases y polvo.

Respecto a los conductos de aire fresco:

- Extenderlos cerca del área de trabajo.
- Evitar curvas y recodos.
- Reparación oportuna de daños.
- Sellar las uniones adecuadamente.
- Instalar soportes a intervalos regulares.

- Como medios de control del aire existente se podrá disponer de los detectores de gases y grupo electrógeno de emergencia, situado en el portal de túnel, que asegura el funcionamiento de los ventiladores en caso de falla del suministro eléctrico.
 - Mantenimiento de la tubería de aire para que en caso de rotura se asegure el suministro.
- ✓ **Medios auxiliares**
- Anclajes de sujeción
 - Piezas de conductos
 - Piezas de ensamblaje y montaje
 - Escalera de mano
- ✓ **Maquinaria y equipos**
- Plataforma elevadora
 - Grúa telescópica
 - Grupo electrógeno
 - Herramientas manuales

12.4.2 INSTALACIÓN ELÉCTRICA.

La ejecución de túneles requiere la utilización de maquinaria y equipos eléctricos específicos, los cuales requerirán de unas instalaciones para su correcto funcionamiento. Estos medios deben disponer de fuentes de alimentación y por ello se diseñará una red de distribución que acerque los puntos de alimentación a los frentes de trabajo, garantizando su disponibilidad para los diferentes niveles de servicio.

La red eléctrica a instalar en el túnel dependerá fundamentalmente de dos factores:

1. Los equipos que previsiblemente estén en funcionamiento de manera simultánea.
2. La longitud de las líneas.

La red eléctrica de interior se abastecerá generalmente de una red de suministro, que deberá ser transformada al nivel de tensión necesaria, dependiendo del equipo que se trate, para su empleo directo por la maquinaria.

Además hay que tener en cuenta que las distancias de transporte suelen ser sensiblemente elevadas y que por ello es preciso considerar la colocación de transformadores a niveles intermedios.

A partir de los tableros se distribuirá la corriente eléctrica con la interposición de tableros secundarios que dispondrán de carcasa estanca de intemperie y tomas de corriente exteriores, alojando en su interior interruptores termomagnéticos y diferenciales y su correspondiente toma de tierra.

Las instalaciones y equipos eléctricos más usuales para dar servicio al interior del túnel son: centro de transformación, tableros eléctricos, mangueras, grupos electrógenos, luminarias y otros

- ✓ **Medios auxiliares**
- Escalera de mano
 - Pértiga
 - Banqueta
 - Entre otros.

✓ **Maquinaria y equipos**

- Plataforma elevadora
- Grúa telescópica
- Grupo electrógeno
- Herramientas manuales
- Entre otros.

12.4.3 INSTALACIÓN DE AIRE COMPRIMIDO.

Para ejecutar determinadas labores de obra, como puedan ser las realizadas por el robot de gunitado y el jumbo de perforación, es necesaria la colocación de una instalación de aire comprimido, que estará compuesta por un compresor de aire situado en el exterior del túnel y una tubería.

✓ **Medios auxiliares**

- Escaleras de mano
- Eslingas, cadenas, estrobos
- Entre otros.

✓ **Maquinaria y equipos**

- Grúa telescópica
- Camión grúa
- Compresor
- Herramientas manuales
- Entre otros.

12.5 SOSTENIMIENTO.

12.5.1 PERNOS DE ANCLAJE.

Los pernos de anclaje son elementos lineales de refuerzo que se colocan dentro de un taladro efectuado en la pared de roca y se adhieren a esta por un procedimiento mecánico o por medio de una sustancia adherente.

✓ **Medios auxiliares**

- Plataforma de trabajo
- Escalera de mano
- Entre otros.

✓ **Maquinaria y equipos**

- Grúa telescópica
- Plataforma elevadora
- Carro perforador
- Martillo perforador
- Herramientas manuales.
- Entre otros.

12.5.2 CONCRETO PROYECTADO.

Concreto que se coloca mediante proyección del mismo contra la superficie que se desea proteger, de forma que queda adherido a esta.

Existen tres procesos para el concreto proyectado: por vía seca, por vía semihúmeda y por vía húmeda.

Para una mejora del sostenimiento se emplean fibras de acero o mallazo.

✓ **Medios auxiliares**

- Plataforma de trabajo
- Cadenas, estrobos, eslingas
- Entre otros.

✓ **Maquinaria y equipos**

- Dúmper
- Grúa telescópica
- Plataforma elevadora
- Robot gunitador
- Bomba de bomba para inyección de concreto
- Camión mixer
- Herramientas manuales
- Entre otros.

12.5.3 CERCHAS.

Las cerchas son elementos de acero que tienen una función resistente y generalmente se recubren con concreto proyectado.

Las operaciones de manipulación, montaje y colocación de cerchas, consisten en la descarga de las mismas en paquetes desde el camión de transporte, el acopio en zona habilitada, transporte de las unidades hasta la zona de sostenimiento próxima al frente y la colocación de las mismas.

✓ **Acopios**

Las cerchas se reciben en piezas de varios tramos para su posterior armado.

El acopio se realiza en zona habilitada en el exterior del túnel, lo más cerca posible de la plataforma de ejecución.

La manipulación se realizará con los equipos de elevación adecuados.

✓ **Transporte**

Antes de proceder al traslado de las unidades que componen la cercha, éstas se separarán utilizando un cable o una cadena atada a cada una de las piezas que forman la cercha.

Se apilarán una a una las piezas que forman cerchas completas sobre tacos de madera (separados del resto), para poder pasar las pinzas del equipo de transporte por debajo, elevarlas y transportarlas.

El transporte hasta el frente se realizará con el equipo adecuado.

✓ **Montaje**

Se descargarán todas las piezas en un lateral del túnel y se colocarán una a una, utilizando medios mecánicos, en su posición aproximada, calzada sobre tacos de madera u otro apoyo. Posteriormente se procederá a su ensamblado mediante sistema de sujeción (abrazaderas o abarcones), realizando una fijación provisional.

Se levantará la cercha mediante equipos y herramientas adecuados izándola por la clave y se realizará el torque o apriete definitivo garantizando su estabilidad.

Una vez fijada la cercha se procederá al montaje de los tresillones uniéndola con la anterior.

Se complementará con el tratamiento posterior (gunita, chapa “Bernold” y otros).

✓ **Medios auxiliares**

- Cadenas, estrobos y eslingas

✓ **Maquinaria y equipos**

- Grúa telescópica
- Plataforma elevadora
- Camión grúa
- Grúa autopropulsada

12.5.4 PLACAS DESPLEGADAS (BERNOLD).

La combinación de cerchas con chapas “Bernold” y relleno de concreto constituye el denominado método “Bernold” integral.

✓ **Medios auxiliares**

- Plataforma de trabajo
- Cadenas, estrobos, eslingas

✓ **Maquinaria y equipos**

- Dúmpster / Grúa telescópica
- Plataforma elevadora
- Equipo soldadura oxiacetilénica
- Herramientas manuales

12.5.5 TRATAMIENTOS ESPECIALES.

Son tratamientos puntuales de consolidación y/o estabilización de partes del túnel (clave, frente o solera) y/o consolidación del terreno mediante:

- ✓ Inyecciones convencionales
- ✓ Jet grouting
- ✓ Paraguas de presostenimiento
- ✓ Congelación (ice boring)
- ✓ Refuerzo armado a sección completa (presencia de anhidritas y otros)

El sistema más utilizado es el de paraguas de presostenimiento, cuyos elementos se indican a continuación:

✓ **Medios auxiliares**

- Escaleras de mano
- Cadenas, estrobos, eslingas

✓ **Maquinaria y equipos**

- Carro perforador
- Plataforma elevadora
- Grúa telescópica
- Mezcladora - bomba para inyección de concreto
- Herramientas manuales

12.6 REVESTIMIENTO Y FALSOS TÚNELES.

12.6.1 IMPERMEABILIZACIÓN.

El objeto de la impermeabilización es evitar que las aguas de filtración provenientes del terreno (trasdós) del túnel, entren en el interior del mismo.

Habitualmente la tarea consiste en la colocación de malla geotextil, en su caso membrana drenante y láminas impermeabilizantes, todas ellas con diferentes procedimientos y ancladas al terreno.

✓ **Medios auxiliares**

- Elemento de arrastre
- Andamio tubular
- Cables, eslingas, estrobos

✓ **Maquinaria y equipos**

- Grúa telescópica
- Plataforma elevadora
- Carro de impermeabilización
- Pistola de anclaje
- Termoselladora
- Herramientas manuales

12.6.2 CONCRETO IN-SITU.

Carro de encofrado: Montaje, traslado y desmontaje

Equipo de trabajo móvil que puede tener o no, fijados al mismo, elementos que permiten su desplazamiento para el concreto del túnel.

✓ **Medios auxiliares**

- Escaleras de mano
- Elementos de arrastre: tirfor o similar
- Cables, eslingas, estrobos

✓ **Maquinaria y equipos**

- Grúa telescópica
- Plataforma elevadora
- Grúa autopropulsada
- Camión de transporte
- Grupo electrógeno
- Herramientas manuales

Armadura y colocación de concreto

Es el conjunto de operaciones necesarias para el vertido del concreto en el interior del encofrado, realizado habitualmente por bombeo, se incluye la operación de vibrado durante el vertido del concreto así como la ejecución y retiro de los encofrados laterales (tapes).

✓ **Medios auxiliares**

- Escaleras de mano
- Cables, eslingas, estrobos

✓ **Maquinaria y equipos**

- Manipuladora Grúa telescópica
- Plataforma elevadora
- Camión mixer
- Bomba de bomba para inyección de concreto
- Grupo electrógeno
- Compresora
- Mesa de corte para madera

- Herramientas manuales

12.6.3 ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Los revestimientos decorativos están formados por placas prefabricadas situadas sobre los hastiales del túnel. En la mayoría de los casos no se suele considerar necesaria la colocación de placas en la clave, por encima del nivel de la iluminación, ya que su finalidad principal es estética. El material de que están fabricadas es diverso: concreto, acero, aluminio, concreto con fibra de vidrio, etc.

✓ **Medios auxiliares**

- Escaleras de mano
- Andamio metálico tubular
- Cadenas, estrobos, eslingas

✓ **Maquinaria y equipos**

- Plataforma elevadora
- Grúa telescópica
- Camión grúa
- Grúa automotora
- Grupo electrógeno
- Compresora
- Equipos de oxicorte
- Cortadora de metal
- Herramientas manuales

12.7 ACABADOS E INSTALACIONES DEFINITIVAS.

Una vez perforado y revestido el túnel, se tienen que realizar una serie de trabajos para dejarlo en servicio, tales como:

- ✓ Asfaltado
- ✓ Electrificación
- ✓ Colocación de señales
- ✓ Instalación contra incendios, entre otros.

12.8 SISTEMAS DE EJECUCIÓN DE TÚNELES CON MÁQUINAS INTEGRALES.

Estas máquinas se conocen genéricamente por TBM (Tunnel Boring Machines) y se caracterizan porque son capaces de excavar un túnel a plena sección a la vez que colaboran en la colocación del sostenimiento provisional y/o del revestimiento definitivo. Existen tres grandes grupos:

- ✓ TBM abiertas (TOPO), se apoyan sobre el terreno para avanzar y su uso implica colocar un sostenimiento tradicional; generalmente utilizado para rocas duras.
- ✓ TBM escudadas o ESCUDOS simples, disponen de un escudo cilíndrico de acero que cubre todo el terreno excavado. El sostenimiento se realiza con anillos de dovelas y para avanzar se apoyan en los anillos de sostenimiento; generalmente utilizado para rocas blandas.
- ✓ DOBLES- ESCUDOS, son una combinación de los dos tipos anteriores, ya que para avanzar se puedan apoyar tanto en el terreno como en los anillos de dovelas; generalmente utilizado para terrenos heterogéneos.

a) Topos, excavación en roca.

Los topos son máquinas adaptadas para la excavación de rocas de dureza media elevada, consta de los siguientes elementos:

- ✓ Escudo protector de corta longitud.
- ✓ Erector para colocación de cerchas metálicas
- ✓ Equipo de perforadoras para la ejecución de bulones.
- ✓ Erector para la colocación de mallas metálicas.
- ✓ "Grippers"

Los componentes principales son:

Cabeza: Es la parte móvil que realiza la excavación, estando dotada de cortadores o discos. Las dimensiones serán en función de las características del túnel a perforar.

Los útiles de corte se disponen en forma de espiral, con una mayor concentración en el centro, donde comienza el proceso de rotura (por la conicidad de la cabeza).

El concepto de funcionamiento es la aplicación de un empuje y un par, que se transmiten a las herramientas de corte, reaccionando contra el terreno mediante los grippers o zapatas.

Grippers: Son unas zapatas que acodalan a la máquina contra la roca durante el avance (absorbiendo la reacción del terreno contra el giro de la cabeza).

Cilindros de empuje: Están distribuidos en toda la periferia de la máquina, y están equipados con zapatas articuladas que permiten un apoyo uniforme sobre el sostenimiento. Su recorrido marca el ciclo de avance. Cuando finaliza un ciclo estos cilindros se retraen y, al amparo del tramo de coraza que queda libre, se procede a colocar un nuevo sostenimiento.

Back-Up: Es el conjunto de plataformas posteriores, unido a la cabeza, que arrastra la máquina en el avance. Se implantan los transformadores, instalación hidráulica, instalación de concreto proyectado, carretes de mangueras, ventiladores auxiliares, filtros de polvo, grupo de emergencia, cintas transportadoras, polipastos, etc.

b) Escudos.

El término escudo abarca una amplia gama de máquinas, que tienen en común el estar protegidas por un escudo (abiertos, cerrados, hidroescudos, EPBs, etc).

La utilización de los diferentes tipos de Escudos es función de la estabilidad del suelo, del contenido de finos, de la posición del nivel freático y de otros parámetros geotécnicos.

Los componentes principales son:

La cabeza giratoria que contiene picas, cinceles o ambos, accionada por motores hidráulicos (en mayor número que los topes). Los cangilones radiales recogen el material excavado y lo descargan en la cinta alojada en el centro de la cabeza.

El empuje se realiza con los cilindros de cola, transmitiendo la reacción, del terreno, al anillo de las dovelas.

Erector de dovelas, situado tras los cilindros, que recoge las anteriores y las va disponiendo en la parte final del escudo (antes de que aparezca el terreno).

Back-up, constituido por los carretones que, avanzando con el escudo, contienen los mismos elementos que en casi todas las máquinas integrales.

1. Rueda de corte
2. Accionamiento
3. Gatos de empuje
4. Erector para colocación de segmentos prefabricados
5. Cinta transportadora para evacuación de escombros desde el frente

c) Hidroescudos.

Los hidroescudos de lodos aseguran la estabilidad del frente mediante la acción combinada de la cabeza de corte y del lodo a presión.

Son apropiados para terrenos naturales en condiciones difíciles y bajo presión de agua (arenas, limos y gravas hasta 60 mm). Los lodos utilizados son generalmente bentoníticos (muy tixotrópicos como la montmorilonita). Este lodo contribuye a la estabilidad del frente y sirve, además, como transporte de los escombros producidos, mediante un sistema hidráulico. En el exterior se instala una planta de tratamiento y separación del escombros, del lodo que se recircula al frente.

Contienen los siguientes elementos:

1. Cabeza de corte dotada de las herramientas de corte para terrenos blandos (picas, dientes)
2. Escudo
3. Cámara de presión rellena con suspensión de bentonita
4. Burbuja de aire comprimido para conseguir la presión necesaria de contención
5. Parámetro de presión
6. Bombeo al exterior de la mezcla de escombros y lodo.
7. Triturador de bolos
8. Inyección desde el exterior de los lodos bentoníticos.
9. Anillo prefabricado de concreto

d) Escudos de presión de tierras.

Este tipo de escudos, llamados EPB (Earth Pressure Balance), se aplican a la mayoría de terrenos con inestabilidades y sobre todo para trabajos bajo niveles freáticos.

Es un equipo que combina los Hidroescudos y los Escudos de Rueda Presurizados (aire comprimido).

- ✓ De los Hidroescudos toma el principio del sostenimiento del frente, mediante el equilibrio de la presión del terreno (más el agua) con la presión dentro de la cámara de la cabeza.
- ✓ De los Escudos Presurizados toma el principio de la evacuación del escombros, en un estado casi sólido, mediante un tornillo sin fin (en la fase de paso a la presión atmosférica).

Los componentes principales son:

1. Rueda de corte dotada con las herramientas de corte para suelos (picas, dientes, rastrillos, etc.)
2. Cámara de presión de tierras
3. Cilindros de empuje
4. Tornillo sin fin

5. Erector para colocación de segmentos prefabricados
6. Anillo prefabricado de revestimiento

Tiene una cabeza fresadora con dientes trituradores, rasgadores y cortadores, para poder operar en terrenos mixtos.

Asimismo contienen un número variable de motores electrohidráulicos de velocidad variable. Incluye las puertas de control de inundación, para que pase el material a la esclusa, o cámara, de materiales; con cilindros de propulsión, con la misma misión que en todos los escudos; con transportador sin fin, que remueve el material de la cámara y lo deposita en la cinta transportadora. También tiene velocidad variable y reversible; con cámara hiperbárica, para el acceso del personal a la esclusa; para operaciones de mantenimiento o para operar la EPB en condiciones de terreno inestable.

El resto de componentes del Back-up, es similar al de otros escudos.

e) Dobles escudos.

La concepción de estas máquinas se basa en un escudo telescópico, articulado en dos piezas, que además de proporcionar un sostenimiento continuo del terreno durante el avance (Escudos), permite el arranque simultáneo, cuando el terreno puede soportar los Grippers (Topos).

Por lo tanto son máquinas que pueden trabajar en terrenos de diferentes características geotécnicas, consiguiéndose rendimientos elevados.

El principal inconveniente es que, al estar constituido por un sistema telescópico, la longitud es el doble que la de un escudo normal (a igual diámetro), unido a que, en terrenos heterogéneos y con grandes recubrimientos, existe el riesgo de atrapamiento por la presión geostática.

Tiene una cabeza de corte, que normalmente son cabezas mixtas, con cortadores de disco y picas que actúan simultáneamente.

Asimismo el escudo delantero que soporta la cabeza, con los cangilones, el rodamiento principal, la corona de accionamiento y los sellos internos y externos; con un escudo trasero al que se le denomina también escudo de anclaje o escudo Grippers, por incorporar las zapatas que soportarán la reacción del terreno contra el par de avance; además contiene los cilindros de unión con el escudo delantero para la acción telescópica y por la parte trasera contiene los cilindros auxiliares de empuje, similares a los de un escudo normal; detrás vienen el erector de dovelas.

El resto de componentes del Back-up, es similar al de otros escudos.

Sistemas de guiado.

El guiado de las máquinas integrales se realiza desde la cabina de control, donde se encuentran los ordenadores, a los que llegan todos los parámetros y datos topográficos de funcionamiento.

Desescombro.

El método empleado para la evacuación de escombros tiene una gran importancia al ser necesario evacuar, con rapidez, grandes cantidades de material. Los sistemas más frecuentes son los siguientes:

- ✓ Tren de tolvas: constituido por una batería de tolvas en número igual al de vagones de cada tren y con la misma geometría y colocación. Las tolvas sirven

de regulación y acopio, cargándose durante el avance mediante bypass y no siendo necesaria la presencia del tren.

- ✓ Cuando el tren llega vacío se sitúa bajo las tolvas y, mediante apertura automática y simultánea, se carga la totalidad del tren.
- ✓ Cinta puente: que aloja en su interior un tren completo que lo cargará conforme pasa el tren por debajo de la cinta. Debe tener un cambio californiano para la espera de un segundo tren, realizándose las maniobras mediante locomotoras.

Todo el conjunto debe ir montado en una plataforma que se mueva con el Backup.

- ✓ Sistema Rowa: Similar al anterior pero con dos vías paralelas, con cadenas de arrastre y cambio de vía hidráulico.
- ✓ Cintas convencionales: Es un sistema continuo, cada vez más utilizado, al eliminarse los tiempos muertos de los anteriores sistemas (descarrilamientos, esperas, averías, etc.).

La cinta va alojada en un hastial del túnel, con el tambor de cola solidario con la TBM y con el sistema motriz en el exterior, que debe tener una zona de reserva de banda y tensado.

Colocación del sostenimiento.

En los topes, tras el paso de la coraza de la cabeza, se va colocando el tipo de sostenimiento (de los definidos en proyecto), según las características del macizo atravesado.

Este sostenimiento será del tipo ligero, compuesto principalmente por pernos de anclaje sistemáticos y capa de concreto proyectado (con mallazo o fibras metálicas).

Posteriormente, según el proyecto aprobado y la finalidad del túnel, llevará un revestimiento de concreto bombeado colocado con carros de encofrado.

En el resto de máquinas integrales, el sostenimiento más el revestimiento lo conforman el anillo de dovelas continuo.

Las dovelas se fabricarán para soportar las siguientes cargas:

- ✓ Presiones del terreno y del agua.
- ✓ Fuerzas de reacción del terreno sobre el revestimiento.
- ✓ Empuje de los gatos hidráulicos sobre las dovelas.
- ✓ Peso del backup de la máquina.
- ✓ Las cargas de la inyección del trasdós.
- ✓ El peso propio de las dovelas y los esfuerzos que se generan durante el almacenamiento, transporte y colocación.

Sobre la base de lo anterior, se calcularán las propiedades del concreto, el dimensionamiento de las armaduras, el tipo de unión, etc., todo ello dará lugar a la instalación de la planta de fabricación de dovelas; posteriormente, y según las necesidades, se irán transportando en mesillas hasta la TBM.

En la tuneladora se acopian y transportan, hacia la mesilla de alimentación del erector. Este, mediante el sistema de vacío (el más usado habitualmente) va colocando cada dovela en la posición prevista.

Las dovelas que conforman un anillo, se diseñan con unas dimensiones que posibilitan la curvatura, elevación y/o descenso del túnel.

Suministro de materiales.

Las máquinas integrales son una especie de fábrica que avanza con el equipo de excavación, por lo que debe existir una logística de suministros constante.

Los convoyes deben acercarse a la TBM principalmente:

- ✓ Dovelas (1-2 anillos).
- ✓ Morteros o sus componentes para el trasdós (grava y cemento).
- ✓ Tuberías de agua y desagüe.
- ✓ Rieles y accesorios (para las vías provisionales).
- ✓ Bastidores y accesorios de alargamiento de la cinta.
- ✓ Carretes de cables eléctricos.
- ✓ Cortadores.
- ✓ Pernos de anclaje, cerchas, mallas, etc. en el caso de los topes.
- ✓ Repuestos (manguitos, aceites, botellas de oxígeno), etc.

12.8.1 MONTAJE Y DESMONTAJE.

El mayor número de riesgos se centra en el izado, presentación y ensamblaje de piezas de gran tamaño con importante riesgo de caída de objetos, aplastamiento, caída a distinto nivel, etc.

- ✓ **Medios auxiliares**
 - Andamios
 - Cadenas, estrobos y eslingas
 - Escaleras de mano
 - Herramientas manuales
- ✓ **Maquinaria y equipos**
 - Camión grúa
 - Vehículos de transporte
 - Grúa automotora
 - Grupo electrógeno
 - Compresora
 - Plataformas elevadoras
 - Equipos de soldadura
 - Gatos hidráulicos
 - otros

12.8.2 UTILIZACIÓN Y MANTENIMIENTO

Para la utilización y mantenimiento, se tendrá en consideración los siguientes elementos:

- ✓ **Medios auxiliares**
 - Cadenas, estrobos y eslingas
 - Escaleras de mano
 - Polipasto
 - Herramienta manual
- ✓ **Maquinaria y equipos**
 - TBM
 - Cintas transportadoras
 - Trenes
 - Equipos de soldadura
 - Otros.

12.9 HIGIENE

Se deberá tener presente, además de los riesgos derivados de la construcción en espacios al aire libre, los que implican la condición de trabajar en un espacio confinado, definido esto como: *cualquier espacio con aberturas limitadas de entrada y salida, ventilación natural desfavorable, en el que pueden acumularse contaminantes tóxicos, inflamables o explosivos, o tener deficiencia en oxígeno, y que no está concebido para una ocupación continua por parte del trabajador.*

En muchas ocasiones además, el espacio confinado implica limitaciones en la libertad de movimientos de sus ocupantes.

En este tipo de recintos los riesgos específicos a controlar son:

- ✓ Atmósferas asfixiantes, cuando la concentración de oxígeno es inferior al 19,5% en volumen.
- ✓ Atmósferas inflamables/explosivas, cuando la concentración de combustible es superior al 20% del Límite Inferior de Explosividad (LIE).
- ✓ Atmósferas tóxicas, cuando las concentraciones de los agentes químicos presentes superan los valores límites ambientales.

12.9.1 CONTAMINANTES FÍSICOS.

Se puede considerar los siguientes:

a) Ruido: Generados por equipos de excavación, perforación, grupos electrógenos, maquinaria de transporte, compresores, equipos de filtrado, ventiladores internos, herramientas mecánicas; entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Mantenimiento de la maquinaria.
- ✓ Utilización de protección auditiva adecuados al proceso realizado.

b) Iluminación: En el frente de trabajo, zonas de paso, de emergencia y señalización; entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Mantenimiento y limpieza de los elementos de iluminación.
- ✓ El alumbrado de emergencia deberá mantener los niveles de iluminación exigibles.

c) Vibraciones: En manejo de máquinas (cuerpo entero), herramientas mecánicas (mano-brazo); entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Elección de equipo de trabajo adecuado.
- ✓ Mantenimiento de la maquinaria.
- ✓ Reducir en lo posible las irregularidades del terreno.
- ✓ Cabinas y asientos con suspensión integrada.
- ✓ Inflado adecuado de neumáticos.
- ✓ Establecer las pausas correspondientes en el trabajo.
- ✓ Empuñaduras anti vibratorias en las herramientas mecánicas (asas, mangos o cubiertas).

d) Radiaciones: En trabajos de soldadura; entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Utilización de equipos de protección visual con cristales coloreados adecuados a la radiación (pantallas o gafas de soldadura).

- ✓ Ambiente térmico: baja/alta temperatura, corrientes de aire.
- ✓ Aplicación de las medidas necesarias para proteger del frío/calor y de la humedad a los trabajadores expuestos, incluyendo el suministro de la ropa adecuada.

12.9.2 CONTAMINANTES QUÍMICOS.

Se puede considerar los siguientes:

a) Ambiente pulvígeno: Originado por trabajos de excavación, perforación, movimiento de maquinaria, gunitado y otros; entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Comprobación periódica de las condiciones ambientales, sílice y otros.
- ✓ Selección de equipos con aspiración incorporada.
- ✓ Empleo de vía húmeda.
- ✓ Ventilación adecuada al sistema constructivo.
- ✓ Limpieza/humectación en los trazos de circulación.
- ✓ Utilización de maquinaria/equipos adecuados (cabinas con aire filtrado y acondicionado y otros).
- ✓ Utilización de protección respiratoria adecuada al proceso realizado.

b) Gases: Derivados de la combustión (maquinaria y/o equipos), procedentes de la voladura; entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Comprobación periódica de las condiciones ambientales.
- ✓ Ventilación adecuada al sistema constructivo.
- ✓ Empleo de catalizadores en los motores de combustión.
- ✓ Mantenimiento de la maquinaria.
- ✓ Utilización de maquinaria/equipos adecuados (cabinas con aire filtrado y acondicionado).
- ✓ Utilización de protección respiratoria adecuada al proceso realizado.

c) Vapores: Desencofrantes, aditivos, sellados, termosellados; entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Comprobación periódica de las condiciones ambientales.
- ✓ Utilización de protección respiratoria adecuada al proceso realizado.
- ✓ Adoptar las medidas previstas en la Etiqueta y Ficha de Datos de Seguridad del producto, suministrada por el fabricante.

d) Sustancias cáusticas y/o corrosivas: Gunita, cementos, productos de limpieza (desincrustante); entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Utilización de equipos de protección personal adecuados al proceso realizado.
- ✓ Adoptar las medidas previstas en la Etiqueta y Ficha de Datos de Seguridad del producto, suministrada por el fabricante.

12.9.3 CONTAMINANTES BIOLÓGICOS.

Son causados por seres vivos: legionella, picaduras de insectos, reptiles y otros); entre las medidas de mitigación tenemos las siguientes.

- ✓ Evitar el uso de agua estancada en los riegos (legionella).
- ✓ Empleo de repelentes para insectos.

12.10 PLANES DE EMERGENCIA, ALARMA Y EVACUACIÓN.

Los centros, establecimientos y dependencias, cuya actividad pueda dar origen a una situación de emergencia dispondrán de un sistema de autoprotección y de correspondiente Plan de Emergencia para acciones de:

- ✓ Prevención de Riesgos.
- ✓ Alarma, Evacuación y Socorro

Identificación del centro trabajo

Se indicarán los datos del centro de trabajo recogiendo los teléfonos, direcciones, domicilio social, etc.

Se reflejará en un plano su situación y vías de acceso.

Objeto

El objeto del Plan de Emergencia, alarma y evacuación es el de establecer un procedimiento que organice las normas de actuación inmediatas, a la hora de hacer frente a situaciones potencialmente graves, que puedan producirse en los trabajos de construcción del túnel. Dicho procedimiento contempla la asistencia, evacuación y puesta a salvo del personal que trabaje o esté en la obra y personas ajenas a ella que permanezcan en las proximidades, así como la intervención oportuna para minimizar los daños materiales correspondientes.

Descripción de la obra

Se dará una visión general de la obra a desarrollar, reflejando las diferentes unidades (túnel, talleres, oficinas, etc.) indicando la ubicación física y accesos a los diferentes tajos o zonas de trabajo.

Definir tanto el proceso constructivo y el orden de ejecución (tuneladora, rozadora, explosivos, etc.), los medios a emplear (maquinaria, medios auxiliares, etc.) e instalaciones existentes (eléctrica, agua, etc.).

Organización general

Definir y asignar funciones (centro de control, jefe de emergencia, jefe de intervención, equipos de primera y segunda intervención, equipos de alarma y evacuación, equipos de primeros auxilios y otros).

Señalar los medios humanos y técnicos, teniendo en cuenta turnos, jornadas de trabajo (festivos, laborables, vacaciones, etc.), sustituciones de personas y/o equipos, etc.

Incluir diagrama funcional que facilite el seguimiento de las actuaciones.

Desarrollar un directorio con nombres, funciones, teléfonos, etc.

Sistemas de control de personal con el fin de conocer en tiempo real la identificación de personas sujetas a una emergencia en un momento dado.

Identificación de las situaciones de riesgo

Identificar los factores de riesgo en conjunto, por zonas, por actividad, etc., reflejando en cada caso las materias primas empleadas, los equipos o herramientas empleados, la actividad que se desarrolla y el número de personas afectadas.

Definir las situaciones de emergencia: accidente, incendio, aviso o amenaza de bomba, hundimientos del terreno, inundaciones, cortes de suministro, descarriles,

etc., definiendo en cada caso si la emergencia se produce en el exterior, en el túnel, en las oficinas, etc.

Marcar las vías de evacuación en cada una de las zonas o situaciones (tener en cuenta el propio avance en ejecución de la obra).

Medios de protección propios

Definir los medios materiales propios existentes en obra reflejando su número y ubicación:

- ✓ Equipos de evacuación (para evacuar a las posibles víctimas)
- ✓ Medios de extinción (extintores, mangueras etc.)
- ✓ Medios y equipos de asistencia (botiquines, camillas, etc.)
- ✓ Sistemas de señalización (alumbrado de emergencia, señales fotoluminiscentes, sirenas, etc.)
- ✓ Equipos de autoprotección (equipos de respiración autónoma, ropa ignífuga para los equipos de intervención, mascarillas específicas, etc.)

Indicar los medios humanos existentes en cada zona o lugar de trabajo, así como su formación y medios, teniendo en cuenta turnos, vacaciones, etc.

Determinar medios de comunicación para la situación de emergencia (emisoras, intercomunicadores, radio, etc.)

Activación del plan

Definir tipo (accidente, incendio, explosión, etc.) y gravedad de la emergencia (clasificándola como evento, parcial o general); lugar de la emergencia (actuación a seguir dependiendo de la zona donde se produce la emergencia); desarrollar el dispositivo de atención familiar (zonas de acogida, atención y otros) y disponibilidad de medios humanos y técnicos.

Desarrollar las acciones a emprender dependiendo de cada tipo de emergencia (detección, aviso-alarma, organización, evacuación, atención, etc.)

Planos y croquis

Adjuntar planos y croquis con cada uno de los puntos de reunión, vías de acceso y evacuación, ubicación de equipos de emergencia y/o atención sanitaria, etc.

Normas específicas de actuación

Elaborar normas de actuación (lo más escuetas posibles) para cada uno de los agentes intervinientes (centro de control, jefe de emergencia, jefe de intervención, equipos de primera y segunda intervención, equipos de alarma y evacuación, equipos de primeros auxilios), así como para el resto de personal, incluidas visitas que no intervienen en las labores de evacuación-atención.

Implantación

Dar a conocer a cada uno de los agentes intervinientes (trabajadores, servicios externos de emergencia, SOS, etc.) así como posibles personas, empresas, entidades ajenas a la obra que puedan verse afectadas, de la existencia y contenido del Plan de Emergencia, Alarma y Evacuación.

Establecer sistemas de control de accesos al túnel, para conocer en tiempo real los nombres del personal que esté dentro del mismo.

Establecer programas de formación y reciclaje para el personal de obra.

Programar revisiones periódicas del material y equipos de emergencia.

Planificar y realizar simulacros, coordinándolos con los servicios externos.

Investigar siniestros y actualizar las medidas de emergencia si fuese necesario

Colocar en lugar visible (oficinas, vestuarios, entrada al túnel, etc.) las medidas de emergencia, planos de evacuación, etc.

Actualizaciones

Se realizarán actualizaciones teniendo en cuenta las investigaciones de los posibles siniestros, cambios en el personal asignado a labores de emergencia, cambios en la ubicación de instalaciones o equipos empleados, etc.

12.11 ENTORNO

En la construcción de un túnel se debe considerar minimizar las afecciones en el medio, diferenciando entre entornos urbano y rural. A continuación se realiza un listado de las afecciones más comunes en ambos entornos:

- ✓ Ruidos
- ✓ Vibraciones
- ✓ Ambiente pulvígeno y gases
- ✓ Edificios y/o estructuras
- ✓ Servicios e infraestructuras
- ✓ Socavones
- ✓ Contaminación de aguas subterráneas o superficiales
- ✓ Modificación de acuíferos
- ✓ Depósitos de material excedente (DME)
- ✓ Modificación del paisaje e influjo sobre la fauna y vegetación
- ✓ Contaminación de suelos
- ✓ Restos arqueológicos

Esto dará lugar a una serie de actuaciones y/o tratamientos conducentes a minimizar dichos efectos:

- ✓ Apantallamientos
- ✓ Sistemas de captación, cortinas, etc.
- ✓ Apuntalamientos, recalces, etc.
- ✓ Sostenimientos provisionales
- ✓ Inyecciones, jet grouting, ice boring y otros
- ✓ Estaciones depuradoras, drenajes, etc.
- ✓ Replantación y resiembra
- ✓ Control, seguimiento, retirada de residuos.

PARTE IV LAS INSTALACIONES EN TÚNELES

CAPÍTULO XIII ILUMINACIÓN EN TÚNELES

13.1 GENERALIDADES.

La iluminación en un túnel busca conseguir los niveles suficientes que garanticen la visibilidad, seguridad y fluidez, de forma que el conductor sea capaz de distinguir el trazo del túnel y los obstáculos que pudiera encontrar en él, atendiendo también a la economía de la solución encontrada.

Los requerimientos de iluminación en un túnel son completamente distintos durante el día y durante la noche. Durante la noche el problema es relativamente simple y consiste en suministrar unos niveles de luminancia en el interior del túnel al menos iguales a los que existen en el exterior del túnel.

Sin embargo, el diseño de la iluminación durante el día es particularmente crítica debido al sistema visual humano. El conductor en el exterior del túnel no puede percibir simultáneamente detalles en la carretera cuando en el exterior hay altos niveles de iluminación y en el interior está relativamente oscuro. Es decir, durante el día los niveles de luminosidad externa son altos y el ojo debe pasar a la escasa iluminación del interior del túnel sufriendo un proceso de adaptación. La visión depende principalmente de la longitud del túnel pero también de otros parámetros como el ancho, altura, gálibos verticales y horizontales (alineamiento y curvatura).

La mayor problemática se da cuando el sistema visual se adapta a una reducción de la iluminación ambiente, como cuando se pasa de la luz del día a las condiciones de baja iluminación de un túnel, dado que el proceso de ajuste no es instantáneo sino que toma un cierto tiempo.

Dependiendo de la amplitud de la reducción, el tiempo de adaptación será mayor cuanto mayor es la diferencia. Para una velocidad dada, esto significa que la diferencia entre el nivel de luz fuera y el de dentro del túnel, mayor será la distancia que el conductor necesitará para adaptarse. Para tener en cuenta este efecto de adaptación, se diseñan distintas zonas de alumbrado hasta llegar a la zona interior del túnel donde la iluminación será menor. Por lo tanto los niveles serán mucho mayores a la entrada e irán disminuyendo gradualmente. Se definen las zonas de iluminación siguientes:

- ✓ Zona de aproximación, inmediatamente anterior a la boca del túnel.
- ✓ Zona umbral, zona de mayor iluminación y de una distancia similar a la distancia de parada.
- ✓ Zona de transición, zona entre el umbral y la interior donde gradualmente se va disminuyendo los niveles de iluminación.
- ✓ Zona interior, en esta zona los niveles son mínimos, pues se considera que el ojo ha tenido tiempo de adaptarse.
- ✓ Zona de salida. Zona que sigue a la zona interior y si es necesario aumenta los niveles para mejorar la visibilidad a la salida del túnel.

Respecto a la iluminación hay que considerar:

- ✓ Túneles geoméricamente largos.
- ✓ Túneles ópticamente largos

- ✓ Túneles cortos.

Clase de túnel:

- ✓ En túneles de longitudes menores e iguales de 500 m, no requerimiento de ventilación forzada. La necesidad de alumbrado durante el día depende de la visión a través.
- ✓ En túneles mayores a 500.00m se requiere de ventilación forzada para su operación. Así mismo tiene la necesidad de contar con alumbrado artificial.
- ✓ Para túneles de longitudes superiores a 75 m cuando no está recomendada la iluminación diurna, al menos una hora antes de la salida del sol y una hora después de la puesta del sol, deben tener un nivel de iluminación igual a los valores recomendados para la zona interior de un túnel largo.

Problemática visual en los túneles:

- ✓ Efecto de agujero negro en la aproximación a un túnel, en el que es difícil distinguir algún obstáculo en su interior.
- ✓ Efecto de inducción, producido por la influencia de las partes contiguas de la retina a aquella en la que se forma la imagen del objeto que se está visualizando.
- ✓ Efecto de adaptación, que es el que permite el ajuste de la sensibilidad del ojo humano a un cambio en la distribución de luminarias en el campo de visión.
- ✓ Luminancias de velo, luz parásita presente sobre el ojo de los conductores.
- ✓ Contraste. $C = (L_0 - L_f) / L_f$

Donde:

C = Contraste

L_0 = luminancia del obstáculo

L_f = luminancia de fondo

Los túneles dispondrán de iluminación normal, de seguridad y de emergencia (evacuación).

- ✓ La iluminación normal se proporcionará de modo que asegure a los conductores una visibilidad adecuada de día y de noche, tanto en la zona de entrada como en el interior del túnel y con las condiciones de tráfico más desfavorables. La iluminación del túnel no sólo está determinada por las condiciones visuales de los conductores, sino también por otros factores como la meteorología, el estado del pavimento, la densidad del tráfico.
- ✓ La iluminación de seguridad se proporcionará de modo que permita una visibilidad mínima para que los usuarios del túnel puedan evacuarlo en sus vehículos en caso de avería del suministro de energía eléctrica.
- ✓ La iluminación de emergencia (evacuación), estará a una altura no superior a 1.5 m. y deberá proyectarse de modo que permita guiar a los usuarios del túnel para evacuarlo a pie con un mínimo de 10 lux (cd/m^2) y 0.2 lux (cd/m^2).

13.2 ZONAS DE ALUMBRADO EN LOS TÚNELES.

13.2.1 ZONAS DE ACCESO.

Es el tramo de carretera situado inmediatamente fuera del portal de entrada del túnel, próximo al él, pero exterior al mismo. En esta zona se estudian los parámetros que determinan las condiciones de iluminación interior, puesto que de ellos depende la adaptación visual del conductor. Esta zona se estima entre 100 y

200 m., antes de los portales; donde se colocarían los medidores de intensidad (luminancímetros o luxómetros). En esta zona se deberá tener en cuenta los siguientes aspectos que afectan la correcta visibilidad de obstáculos al entrar al túnel.

✓ **Efecto de agujero negro o efecto de inducción:**

Si el ojo del conductor se encuentra en un estado de adaptación a una determinada distribución de luminancias, únicamente podrá ver aquellos objetos cuya luminancia sea próxima a la citada distribución. En la aproximación un túnel, las altas luminancias exteriores hacen que la parte de la retina que recibe la imagen del exterior ejerza un efecto de inducción sobre la parte que recibe la imagen de la boca del túnel, haciendo que se vea como un “agujero negro” donde no se percibe ni un solo detalle.

✓ **Influencia de las luminancias de velo:**

La luz parásita presente sobre el ojo de los conductores (luminancia de velo foveal o de Fry), el estado de la atmósfera (luminancia atmosférica) y los reflejos del parabrisas del vehículo (luminancia del parabrisas), se combinan para formar un velo luminoso que reduce la visibilidad de los obstáculos a la entrada de los túneles. La razón principal de la iluminación de un túnel es asegurar en todo momento la visibilidad de los obstáculos, lo que exige percibir una diferencia entre la luminancia del obstáculo y la luminancia de fondo o de la calzada y paredes del túnel.

✓ **Efecto de adaptación:**

Es el efecto que permite el ajuste de la sensibilidad del ojo humano a un cambio en la distribución de luminancias en el campo de visión. El tiempo que tarda en producirse la adaptación de la sensibilidad del ojo humano al cambio en la distribución de luminancias, se denomina tiempo de adaptación. La adaptación de la sensibilidad del ojo a los cambios rápidos de la distribución de luminancias en el campo de visión no es instantánea, por lo que durante un determinado tiempo la capacidad de visión disminuye, llegando a producirse una ceguera momentánea en el caso de un cambio brusco de la distribución de luminancias. Es decir, en algunos supuestos como en el caso de la entrada de túneles, el problema puede ser grave y dar origen a que no pueda realizarse la función visual.

13.2.2 ZONA DE UMBRAL.

Es la primera parte dentro del túnel, y a continuación de la zona de acceso. Su longitud debe ser al menos igual a la distancia de visibilidad del conductor, lo cual permitirá la detención del vehículo, siendo esta distancia función de la velocidad, del tiempo de reacción y del tiempo de parada. La iluminación de esta zona debe ser tal que cualquier conductor situado en la zona de acceso pueda distinguir un obstáculo situado en la zona de umbral, pudiendo detener el vehículo en caso de necesidad.

13.2.3 ZONA DE TRANSICIÓN.

Es la parte del túnel que sigue a la zona de umbral. En esta zona debe disminuirse la iluminación de manera progresiva permitiendo que la retina del conductor se adapte a las condiciones interiores sin que la capacidad visual se reduzca por debajo de límites de seguridad. Su longitud también está condicionada por la distancia de parada.

13.2.4 ZONA INTERIOR.

Es la parte del túnel que sigue a la zona de transición, y constituye la zona central del túnel. Dispone de una iluminación uniforme, manteniendo los niveles de seguridad. En esta zona la retina del conductor ya está adaptada a la luminosidad interior, por lo que se trata de la zona con menor nivel de luminancia. La longitud de esta zona viene dada por la longitud del túnel y las longitudes de las zonas anteriores, por lo que puede llegar a no existir

13.2.5 ZONA DE SALIDA.

Es la parte del túnel que sigue a la zona interior, en la que la visión del conductor está influida por la luminancia exterior del túnel pues termina en la boquilla de salida. En este tramo se ha de conseguir la adaptación necesaria de la retina para evitar el deslumbramiento a la salida.

13.3 CRITERIOS PARA LA ILUMINACIÓN.

Para realizar el cálculo de la iluminación en las diferentes condiciones de servicio se requiere la determinación de los niveles de luminosidad correspondientes a cada tramo.

La luminosidad o luminancia se mide en candelas por metro cuadrado (cd/m^2) y es el flujo de intensidad luminosa por unidad de superficie.

Los puntos que definen la calidad de la iluminación de un túnel son:

- ✓ Niveles de luminancia e iluminancia de la calzada.
- ✓ Niveles de luminancia de las paredes hasta una altura de 2 metros.
- ✓ Uniformidad de luminancia en calzada y paredes.
- ✓ Control del deslumbramiento.
- ✓ Evitar frecuencias críticas de parpadeo (Flicker), que se produce cuando la frecuencia está entre 2.5 Hz y 15 Hz y tiene una duración de más de 20 s.

Se debe tener presente que los túneles con circulación bidireccional presentan una distribución de zonas prácticamente simétrica, pues lo que para un sentido de circulación es entrada para el contrario es salida y viceversa. Las condiciones de luminosidad en cada una de las zonas de los portales determinarán las necesidades lumínicas específicas para cada boca que habrá que compatibilizar con cada sentido de circulación.

13.3.1 ILUMINACIÓN EN LA ZONA DE ACCESOS L20.

La Zona de acceso tiene una longitud similar a la distancia de seguridad (DS). Su luminancia L20 se define como la media de la luminancia contenida en un campo de visión cónico de 20 grados centrado en el ojo de un observador situado a una distancia igual a DS y orientado hacia un punto a una altura de $\frac{1}{4}$ de la boca del túnel. El valor a calcular será el nivel de luminancia máximo que se da con suficiente frecuencia a lo largo del año.

$$DS = RTx \frac{V_0}{3,6} + \frac{1}{3,6^2 x g} \cdot \int \frac{V}{f1(V) + h} x dV$$

Donde:

- DS = Distancia de Seguridad
- RT = Tiempo de reacción-percepción.
- V0 = Velocidad de diseño en km/h
- g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

- V = Velocidad
f₁ = Coeficiente de fricción (longitudinal) dependiente de la velocidad.
h = Pendiente de la carretera en %.

13.3.2 ILUMINACIÓN EN LA ZONA DE UMBRAL

L_{th} es la luminancia al inicio de la zona umbral y se relaciona con L₂₀ a través del factor K.

Para el cálculo del factor K es necesario obtener la clase de alumbrado del túnel, para ello clasificamos el túnel según los siguientes aspectos: la intensidad y la composición del tráfico, el guiado visual y la comodidad de la conducción. Cada uno de ellos se clasifica a su vez con un factor de ponderación que sirve para calcular la clase de alumbrado del túnel.

Intensidad del tráfico

La intensidad de tráfico, medida como número de vehículos por hora y por carril, es usada para obtener el factor de ponderación correspondiente en la siguiente tabla.

Intensidad de tráfico (vehículos/hora por carril)		Factor de ponderación
Unidireccional	Bidireccional	
<60	<30	0
60-100	30-60	1
100-180	60-100	2
180-350	100-180	3
350-650	180-350	4
650-1200	350-650	5
>1200	650-1200	6
	>1200	7

Composición del tráfico

Además del número de vehículos por hora, la dificultad de circulación se ve afectada por la composición del mismo en varios aspectos:

- ✓ Porcentaje de vehículos pesados
- ✓ Presencia o ausencia de motociclistas o ciclistas.
- ✓ Limitación o no sobre la circulación con mercancías peligrosas.

El diseño del alumbrado en los túneles debe ser adaptado a la composición del tráfico requiriendo mayores niveles de iluminación en la calzada y las paredes cuando las condiciones son más difíciles o peligrosas. En la tabla siguiente se refleja estos aspectos con un factor de ponderación:

Composición del tráfico	Factor de Ponderación
Tráfico motorizado	0
Tráfico motorizado (porcentaje de camiones >15%)	1
Tráfico mixto	2

Guiado visual

La información que recibe un conductor durante el recorrido del túnel debe ser suficiente y adecuada, esto se consigue por ejemplo dividiendo la superficie longitudinal del túnel en varias superficies de contraste, por ejemplo con paredes claras y techo oscuro. El guiado visual es especialmente importante cuando el

usuario se aproxima al túnel o si la cota de la entrada es baja. La siguiente tabla recoge el factor de ponderación en función del guiado visual:

Guiado visual	Factor de Ponderación
Guiado visual bueno	0
Guiado visual pobre	2

El alumbrado deberá favorecer el guiado visual del túnel, mejorando la visibilidad de la calzada y de la señalización vertical y horizontal.

Comodidad en la conducción

La comodidad en la conducción se debe tener en cuenta a la hora de la elección del alumbrado, entendiéndose como la completa información y la carencia de complejidad en el campo visual. Los factores de ponderación en función de la comodidad de conducción son los siguientes:

Comodidad en la conducción	Factor de Ponderación
Se requiere una baja comodidad	0
Se requiere una comodidad media	2
Se requiere una comodidad elevada	4

Clase de alumbrado

Según los distintos factores de ponderación calculados, obtenemos la clase de alumbrado en la siguiente tabla:

Suma de factores de ponderación	Factor de Ponderación
0-3	1
4-5	2
6-7	3
8-9	4
10-11	5
12-13	6
14-15	7

Determinación del valor K

Una vez definidos el sistema de alumbrado, la distancia de seguridad y la clase de alumbrado, podemos determinar el valor del parámetro K recomendado que nos relaciona la luminancia de la zona umbral y la zona de acceso para que la entrada al túnel del conductor sea segura desde el punto de vista visual.

Valores de $k \cdot 10^3$ para la zona umbral.

Sistema de alumbrado	Contraflujo			Simétrico		
	Distancia de seguridad			Distancia de seguridad		
	60 m	100 m	160 m	60 m	100 m	160 m
1	10	15	30	10	20	35
2	15	20	40	20	25	40
3	20	30	45	25	35	45
4	25	35	50	30	40	50
5	30	40	55	35	50	65
6	35	45	60	40	55	80
7	40	50	70	50	60	100

Notas: Para distancias de seguridad comprendidas entre las señaladas (60, 100 y 160m), los valores del factor k se obtienen por interpolación lineal entre las cifras establecidas.

Las distancias de seguridad de 60, 100 y 160 m equivalen respectivamente a velocidades de diseño del túnel de 60, 80 y 100km/h.

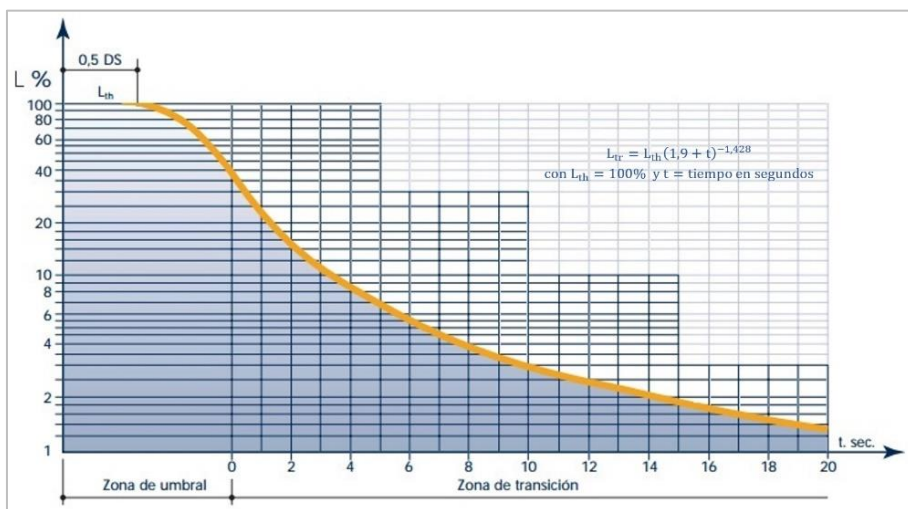
13.3.3 ILUMINACIÓN EN LA ZONA DE TRANSICIÓN.

✓ Luminancia de la zona de transición L_{tr} .

La zona de transición viene tras la zona umbral y en ella la luminancia disminuye desde $0,4L_{th}$ hasta los niveles de la zona interior.

La aproximación matemática que representa la curva de adaptación del ojo es la siguiente y se representa en la figura que viene a continuación.

$$L_{tr} = L_{th}(1,9 + t)^{-1,428}$$



(Esquema según manual Indalux.)

13.3.4 ILUMINACIÓN EN LA ZONA INTERIOR DEL TÚNEL.

✓ Luminancia de la zona interior L_n .

Se caracteriza porque en ella los niveles de luminancia son constantes y son los más bajos del túnel. Estos niveles se establecen en función de la DS y de la clase del túnel según la siguiente tabla, dichos niveles deben asegurar la visión de obstáculos a una distancia igual o superior a DS y el correcto guiado a lo largo del túnel.

En los túneles considerados de muy largo recorrido se distinguen dos subzonas dentro de la zona interior. La primera de ellas corresponde a una longitud tal que es cubierta en 30 segundos a la velocidad de diseño y debe ser iluminada con los niveles dados para los "túneles de largo recorrido". La segunda subzona corresponde al recorrido interior restante y debe ser iluminado con los niveles dados para los "túneles de muy largo recorrido".

Luminancia en la zona interior en túneles largos

Distancia de parada (m)	Flujo de tráfico (veh/hora/carril)	
	Bajo	Alto
160	6	10
60	3	6

Luminancia en la segunda subzona interior en túneles largos

Distancia de parada (m)	Flujo de tráfico (veh/hora/carril)	
	Bajo	Alto
160	2.5	4.5
60	1	2

Para distancias de seguridad entre las descritas y flujos de tráfico intermedios se usa la interpolación lineal para hallar el dato de luminancia. Para túneles de un solo sentido, los valores de flujo de tráfico se consideran altos si están por encima de 1500 veh/hora/carril y bajos por debajo de 500.

Clasificación del flujo de tráfico.

Flujo de tráfico	Un solo sentido	Túneles de dos sentidos
Alto	>1500	>400
Bajo	<500	<100

13.3.5 ILUMINACIÓN EN LA ZONA DE SALIDA DEL TÚNEL.

- ✓ Luminancia de la zona de salida L_{ex}

Permitirá la adaptación de la visión a las condiciones de luminosidad exterior.

El efecto no resulta tan desfavorable como el que ocurre en la zona de entrada al túnel, pero es conveniente tomar precauciones que contribuyan a la seguridad. Puede optarse por la instalación de un refuerzo en el alumbrado, aumentando progresivamente la luminancia de la zona, o bien por hacer una ligera curva en el trazo, que también evita que desde el interior del túnel se vea el reflejo de salida.

Hay que tener presente que en el caso de los túneles bidireccionales, la zona de salida corresponde a la zona umbral en el sentido contrario, por lo que deberá cuidarse esta circunstancia para evitar deslumbramientos.

13.4 EQUIPOS, LÁMPARAS Y LUMINARIAS.

Para proporcionar los niveles de iluminación en cada tramo hay que instalar los equipos de alumbrado correspondientes. Estos constan de lámparas especiales instaladas en las luminarias que son las encargadas de focalizar y distribuir el flujo luminoso emitido por las primeras. Para que pueda funcionar el sistema hay que diseñar también la instalación eléctrica correspondiente desde el tablero eléctrico a las cajas de conexión con el cableado, bandejas de soporte del cableado y su sujeción, obras civiles como zanjas, prismas de tubos y cajas de captación en tramos de trazo subterráneo y demás accesorios.

Así mismo hay que tener en cuenta el sistema de control de la instalación eléctrica de la iluminación.

13.4.1 BANDEJAS, CAJAS DE CONEXIÓN Y CABLEADO.

- ✓ Soportes: Son los elementos destinados a mantener la luminaria en la posición deseada. Estarán fabricados con materiales resistentes a las acciones de la intemperie y ambientes agresivos o debidamente protegidos contra éstas. Se dimensionarán para resistir las solicitaciones mecánicas. Su durabilidad vendrá dada por su resistencia a la corrosión. Deben facilitar la instalación de la luminaria y el mantenimiento de la estructura interior.
- ✓ Cajas de conexión: En los circuitos básicos serán resistentes al fuego y libres de halógenos.

- ✓ Cableado: Debe ser también libre de halógenos.

13.4.2 LÁMPARAS.

En la iluminación de los túneles se pueden utilizar tres tipos de lámparas:

- ✓ Tubos fluorescentes.
- ✓ Lámparas de vapor de sodio de alta presión VSAP.
- ✓ Lámparas de vapor de sodio de baja presión VSBP.

Los tubos fluorescentes se colocan formando hilera continua ya que proporcionan un flujo luminoso bajo, y no producen deslumbramiento.

Las lámparas de vapor de sodio de alta presión emiten energía de amplio espectro por lo que son aptas cuando se requiere una correcta distinción de señales viales (importancia de la reproducción de los colores). Permiten un flujo luminoso elevado ocupando un pequeño volumen. Dada su intensidad lumínica hay que tomar precauciones para evitar el deslumbramiento.

Las lámparas de vapor de sodio de baja presión se caracterizan por su alta eficacia luminosa y su larga duración. Emiten una radiación monocromática por lo que no son adecuadas cuando se necesita una distinción cromática. En cambio son adecuadas para ambientes poco transparentes como niebla o situaciones de polución elevada.

13.4.3 LUMINARIAS.

La luminaria es el conjunto óptico destinado a distribuir el flujo lumínico generado por la lámpara, para conseguir un reparto de iluminación adecuado a las necesidades.

La lámpara es el elemento determinante de la cantidad de luz original pero la luminaria condiciona el aprovechamiento final de esta luz, en cantidad, por su mayor o menor rendimiento, y en calidad por la configuración espacial de distribución.

La luminaria hace la función mecánica de soporte y protección de la lámpara y conjunto óptico, que determina la fiabilidad del funcionamiento de la instalación y su aprovechamiento útil a lo largo del tiempo.

Las luminarias a emplear en la iluminación de los túneles constan de una carcasa que aloja en su interior el portalámparas, el equipo de encendido, el conjunto óptico y las lámparas. Según las condiciones de servicio y la agresividad del medio deberán cumplir una serie de requisitos o características que garanticen su correcto funcionamiento, su durabilidad, su grado de protección eléctrico, resistencia a la corrosión, protección mecánica (grado de estanqueidad al polvo y al agua).

Características mecánicas y eléctricas de las luminarias:

- ✓ Fotométricas: Se definen mediante gráficos y tablas que indican el reparto de flujos y la distribución en distintas zonas del espacio, la distribución de intensidades lumínicas en distintas direcciones o la iluminación resultante sobre un plano determinado.
- ✓ Estos aparatos eléctricos, deben cumplir las especificaciones reglamentarias, en función de su aplicación.
- ✓ Estanqueidad: Garantiza la conservación en el tiempo de las características fotométricas. Es importante la estanqueidad del bloque óptico.

- ✓ **Térmicas:** Las temperaturas elevadas pueden dañar o acortar la vida de los distintos elementos de la luminaria, de la lámpara y de otros accesorios.
- ✓ **Resistencia mecánica:** Incluye los componentes de la luminaria, el ensamblaje del conjunto y la fijación de éste al soporte. También se tendrá en cuenta la resistencia al impacto.
- ✓ **Resistencia a la corrosión:** Dadas las elevadas solicitaciones a que está sometida la luminaria, los materiales de construcción deben elegirse en función de la agresividad ambiental. También debe evitarse la acción de pares galvánicos entre componentes.
- ✓ **Condiciones operativas:** Las operaciones de montaje y desmontaje y, sobre todo, las posteriores operaciones de mantenimiento, deben poder realizarse con facilidad y sin posibilidad de alterar las posiciones de enfoque o fijación.
- ✓ **Estético:** Se debe tener en cuenta la imagen estética del conjunto.

13.4.4 **TECNOLOGÍA LED.**

Los LED (Lighting Emitting Diode) consisten en un diodo compuesto por la superposición de varias capas de material semiconductor que emite luz en una o más longitudes de onda (colores) cuando es polarizado correctamente.

Ventajas principales:

- ✓ Pequeñas dimensiones.
- ✓ Larga vida.
- ✓ Bajo consumo.
- ✓ Alta resistencia contra golpes.
- ✓ Alta eficacia en colores.
- ✓ Luz direccionable.

Se tendrá en cuenta lo siguiente:

- ✓ Las luminarias LED empleadas en alumbrado deberán cumplir con las especificaciones establecidas en el proyecto, las que deberán cumplir con los límites señalados de duración e intensidad de flujo luminoso. El nivel de estanqueidad será como mínimo IP₆₅.
- ✓ Se dispondrá de la fotometría de la luminaria, referenciada a 1.000 lúmenes y realizada con un goniofotómetro calibrado a una temperatura de 25°. También se facilitará el dato de la eficacia de la luminaria en lum/W, siendo ambos reales y con todos los equipos incluidos. Se presentarán los cálculos luminotécnicos que justifiquen la consecución de los valores de alumbrado necesarios para las zonas a iluminar. Estos cálculos luminotécnicos incluirán tanto los valores de Luminancia (cd/m²) como de Iluminancia (lux) en las zonas. Será de obligado cumplimiento la medición de los valores de iluminación en la instalación una vez ejecutada. Si la medición de los valores de Luminancia no fuera posible, se medirán los valores de iluminancia equivalente declarados en los cálculos.
- ✓ La temperatura de calor empleada estará comprendida entre 4000 y 5700 °K
- ✓ La intensidad aplicada a los Leds estará comprendida entre 350 y 550 mA. Únicamente en casos muy especiales donde se justifique un flujo superior por luminaria, como en zonas de refuerzo de iluminación o en tramo en que se requiera mayor luminancia de forma ocasional, se podrá aplicar 750 mA y siempre que se garantice la duración especificada con anterioridad. La eficiencia del conjunto de la luminaria deberá ser en todos los casos superior a 80 lm/w.
- ✓ Cada luminaria dispondrá de un sistema capaz de gestionar de manera independiente el flujo lumínico, reduciéndolo entre los valores del 10% y el

- 90%. La señal de mando para modificar el nivel de flujo puede ser transmitida a través de los cables eléctricos de alimentación o mediante la instalación de un cableado independiente y adicional para ello.
- ✓ En los cálculos lumínicos a realizar en el dimensionamiento de las instalaciones debe considerarse un factor de depreciación o mantenimiento de la instalación igual 0,85. Si las luminarias disponen de un equipo que permita la auto compensación continua por pérdida de rendimiento o depreciación con el paso del tiempo se podrá aumentar el factor de mantenimiento hasta el valor de 0.90.
 - ✓ El fabricante deberá poseer la certificación necesaria. Deberá presentar los certificados de los ensayos realizados respecto a sus luminarias por laboratorios independientes o si fueran efectuados por laboratorios propios, deberán presentar el certificado de la empresa que autoriza a esos ensayos.

13.5 EMPLAZAMIENTO Y COLOCACIÓN.

Las luminarias tienen que estar situadas de manera adecuada. Su posicionamiento dependerá fundamentalmente de la sección del mismo, de los niveles luminotécnicos requeridos y del mantenimiento de la instalación.

El emplazamiento de las luminarias, además de mantener el nivel de iluminación requerido, debe proporcionar los requisitos de calidad a la iluminación del túnel. Son parámetros de calidad aquellos que influyen en la comodidad visual y en la fiabilidad de la percepción:

- ✓ Luminancia media (L_{med}).
- ✓ Uniformidad de luminancia global ($U_0 = L_{min}/L_{med}$).
- ✓ Uniformidad de luminancia longitudinal ($U_L = L_{min}/L_{max}$).
- ✓ Limitación de deslumbramiento.
- ✓ Factor de borde.
- ✓ Guiado óptico y orientación visual.
- ✓ Efecto parpadeo.

El nivel de luminancia en la superficie de la calzada influye sobre la sensibilidad de los contrastes al ojo del observador y sobre el contraste de los obstáculos con respecto a su fondo, ejerciendo una influencia directa sobre el rendimiento visual de los conductores.

El grado de uniformidad global U_0 , desde el aspecto del rendimiento visual, debe ser superior a 0.4 en la calzada y en los dos primeros metros del hastial. La uniformidad longitudinal U_L , bajo un criterio de comodidad visual, debe ser como mínimo de 0.6 medido en el eje de cada carril por un observador que mire en el mismo sentido del tráfico. Un ligero incremento de estos valores de uniformidad permite una mayor sensación de seguridad y confort, aunque un buen valor de U_0 puede dar una incómoda impresión luz-sombra.

Respecto al deslumbramiento podemos tener el deslumbramiento molesto o incomodidad y el deslumbramiento perturbador o visibilidad reducida. La medida del deslumbramiento perturbador es T_I (incremento umbral).

Es importante para la seguridad del tránsito, ver los laterales y disponer de un guiado óptico, sea mediante un balizamiento luminoso o mediante balizas captafaros reflectantes.

Hay que evitar que se produzca el efecto parpadeo que ocurre por la alternancia de zonas luminosas y zonas oscuras durante la circulación del vehículo. Este fenómeno es apreciable para frecuencias de paso comprendidas entre los 2.5 y 15 ciclos/segundo, por lo que hay que espaciar las luminarias de manera que, según la velocidad máxima permitida, no se produzca.

Los trabajos de conservación pueden producir molestias pues ocasionan interrupción del tránsito vehicular, lo que se tendrá en cuenta al decidir el emplazamiento y sistema de sujeción. Este problema se hace más remarcable en túneles bidireccionales.

13.5.1 UBICACIÓN.

- ✓ Sistema de luz simétrica: simétrica pura (luminarias enfrentadas) o al tresbolillo (luminarias no coincidentes transversalmente a la calzada). La simétrica pura proporciona buenas características de luminosidad, pero al tresbolillo se consigue mayor uniformidad global.
- ✓ Sistema de luz en clave: una única hilera de luminarias, centrada en clave o desplazada a un lado.

13.5.2 DISPOSICIÓN.

Hay diferentes disposiciones posibles según la sección y características del túnel:

- ✓ Fijas al techo o bóveda.
- ✓ Fijas en ángulos superiores.
- ✓ Adosadas a las paredes.
- ✓ Sujetas a las bandejas de paso del cableado (túneles no revestidos).

13.6 CONDICIONES DE SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE ILUMINACIÓN.

13.6.1 ESTADOS DE FUNCIONAMIENTO.

El alumbrado ha de permitir tener el nivel de iluminación necesario en los momentos de mayor exigencia, que es cuando la luminancia en la zona de acceso es máxima (de día y con sol). Cuando las condiciones meteorológicas u horarias determinan luminancias exteriores más bajas, la iluminación también tiene que adaptarse lo que implica que la instalación de alumbrado debe proyectarse para que funcione a distintos estados de funcionamiento o regímenes.

Los estados de funcionamiento son:

- ✓ Diurno soleado
- ✓ Nublado
- ✓ Crepuscular
- ✓ Nocturno
- ✓ Reducido

13.6.2 CONTROL Y REGULACIÓN.

Los sistemas de control de luz conectan y regulan las luminarias, ajustan las escenas de luz y las gestionan a nivel cronológico y tridimensional. La decisión que se adopte con respecto a un cierto sistema dependerá del tamaño de la instalación, las exigencias en cuanto a variabilidad y confort de manejo, así como de aspectos de orden económico. Entre las características de confort figuran no sólo la programación y el manejo cómodo sino también la sencillez de la instalación. Los sistemas de control de luz se dejan integrar, en calidad de subsistema, en el

sistema de gestión global. Los sistemas de regulación son fundamentales para la gestión económica de la iluminación.

Un sistema sencillo de regulación de la iluminación, es la instalación de diversas líneas eléctricas independientes de forma que agrupen un conjunto de luminarias, permitiendo encenderlas y apagarlas según el nivel mínimo de iluminación requerido en cada situación y momento.

Otros sistemas más complejos son las interfaces y los protocolos en controladores de iluminación. En general existen diversas formas de conexión entre los dispositivos de automatización de iluminación, incluyendo desde señales de control tipo 0-10V y DALI, hasta protocolos de alto nivel como DYNET o LONWorks, entre otros. A continuación se realiza una breve introducción de las interfaces y protocolos más utilizados.

✓ Señal de control 0-10 V:

Es una interface que permite manejar balastos y drivers mediante una señal analógica de 0 a 10 Vdc, permitiendo que el balasto o driver maneje las bombillas desde mínimo flujo posible al valor máximo proporcionalmente. La desventaja de este sistema consiste en requerir interruptores o relés para apagar y encender las luminarias y que los grupos de control están definidos por el cableado. Si se requiere tener "x" grupos es necesario adecuar "x" circuitos de señal 0-10 Vdc con sus circuitos eléctricos correspondientes.

✓ Protocolo DALI:

DALI es la sigla de Digitally Addressable Lighting Interface (Interface direccionable digitalmente para iluminación). Consiste en una señal digital que se transmite por dos cables calibre 22 o superior sin polaridad. Un circuito DALI puede manejar máximo 64 dispositivos, lo que permite organizar el cableado de señal de forma sencilla y distancias máximas de cableado entre 150 y 300 m dependiendo del cable empleado. Su gran ventaja es la facilidad de implementación y la capacidad de reconfigurar los grupos de control sin necesidad de cambiar el cableado.

✓ Sistema DMX512:

Este protocolo está basado en la interface física serial RS-485. Permite conectar máximo 32 dispositivos en un circuito de señal DMX controlando máximo 512 canales equivalente a 170 luminarias con cambio de color tipo RGB y permite distancias de 300 m de cableado, conectando los equipos en cadena o serie.

✓ Protocolo Dynet:

Basado en una modificación de la interface física RS-485, este protocolo desarrollado por Dynalite Philips, es de uso especializado en sistemas de control automático de iluminación. Permite conectar máximo 128 dispositivos de control, incluyendo controladores de carga, sensores e interfaces, en una red de un solo lazo de señal Dynet. La longitud máxima de un lazo Dynet es de 1000 m, con conexión en serie o cadena. La interface física incluye alimentación de bajo voltaje (12 o 24 Vdc) para alimentar sensores e interfaces y manejar alimentación aislada en los controladores de carga. Presenta estructura escalable pudiendo unir varias redes Dynet a través de un sistema Dynet troncal.

PUENTES CHIVIS Y YUNCULMAS EN LA PROVINCIA DE OXAPAMPA EN REGIÓN PASCO



CAPÍTULO XIV VENTILACIÓN EN TÚNELES

14.1 GENERALIDADES.

La necesidad de mantener durante la operación de los túneles carreteros, una atmosfera respirable, no tóxica y, en condiciones ambientales óptimas; obliga a renovar el aire mediante sistemas de ventilación para impedir que los gases y humos generados por los vehículos de motor, alcancen concentraciones límite predeterminadas que pongan en riesgo la salud de los usuarios.

Los proyectos deberán contar con estudios, de la ventilación en un túnel de carretera con la finalidad de reducir a límites aceptables, la concentración de gases tóxicos y humos expulsados por los vehículos que circulen en el interior del túnel, teniendo en cuenta los parámetros de óxidos de carbono y los humos provenientes de los motores de los vehículos que afectan a la visibilidad dentro del túnel.

La cantidad y composición de humos varían sensiblemente en función de diversos parámetros que a continuación se describen y que deben ser tomados en cuenta al momento de diseñar un túnel:

- ✓ Pendiente (en el túnel y en los accesos).
- ✓ Altura o nivel sobre el mar.
- ✓ Composición del tráfico.
- ✓ Fluidez del tráfico.
- ✓ Si es unidireccional o bidireccional.

Las condiciones del túnel, del tráfico y su longitud serán las que determinen el sistema de ventilación artificial más adecuado para cada caso, siendo conveniente dotarlo del correspondiente sistema de control. Otros criterios para la elección del sistema son el entorno y/o afección del medio ambiente y el costo de la instalación y operación del sistema.

La ventilación es necesaria por dos causas:

- ✓ Mantener durante la explotación las condiciones de limpieza y ausencia de contaminantes en el aire que respirarían las personas que circularán por el túnel, lo que es particularmente importante en la medida que los vehículos que discurren, emiten gases contaminantes por la quema de los carburantes.
- ✓ La ventilación también debe permitir una mejora de las condiciones de seguridad del túnel en caso de incendio, tanto por la extracción directa del humo procedente del citado incendio, sin permitir que se extienda a todo el desarrollo del túnel, como por permitir la entrada de aire fresco que haga de barrera a la citada expansión.

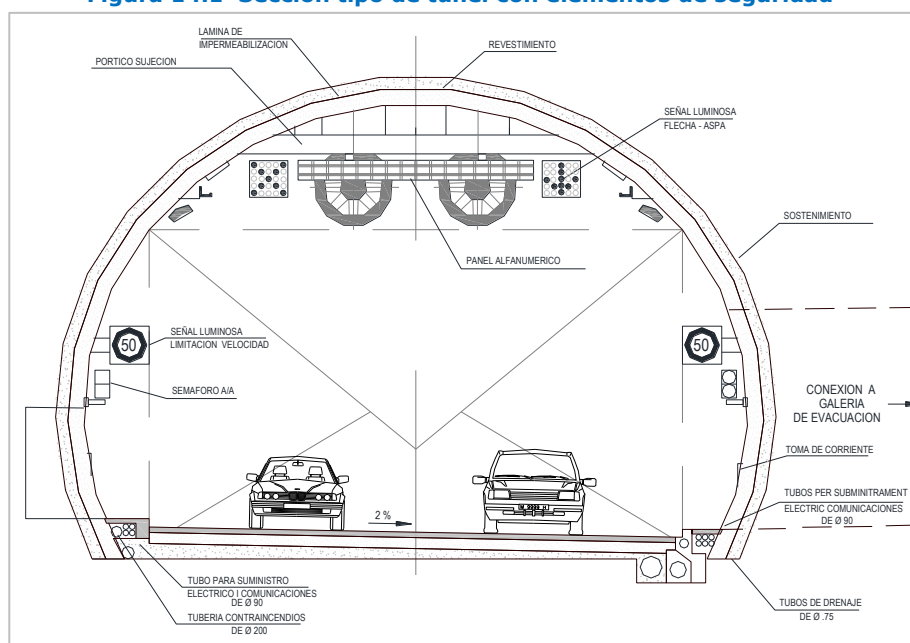
Acorde con las exigencias de seguridad, por lo general es más limitativo el diseño de la ventilación frente al riesgo de incendio que por mantenimiento de la calidad del aire, para túneles carreteros, y especialmente con mayor influencia en los casos en que los túneles presenten mayor longitud. En estos casos, como en la mayor parte de las obras de ingeniería, hay que llegar a un punto de equilibrio entre el óptimo de seguridad y la justificación de la inversión, cumpliendo siempre la normativa existente.

La ventilación debe mantener en todo momento una calidad de aire adecuada y garantizar una visibilidad suficiente ([Figura 14.1](#)).

Su dimensionamiento ha de realizarse teniendo en cuenta las condiciones de concentración máxima, que se dan con tráfico lento, pero la tendencia actual es la de conseguir además una eliminación rápida de los humos y gases en caso de incendio.

Para la ventilación se aplica el criterio de disponer detectores (detectores de CO, anemómetros, opacímetros) y tener prevista una reacción ante las posibles incidencias que reflejen, con un funcionamiento automático.

Figura 14.1 Sección tipo de túnel con elementos de seguridad



Los tipos de ventilación varían desde la natural, debido a la diferencia de presión entre las bocas por condiciones climáticas, hasta la transversal, pasando por la longitudinal y la semitransversal.

La elección del sistema de ventilación depende de una serie de factores entre los que se encuentran la longitud del túnel, la intensidad de tráfico que soporta, gastos de explotación, seguridad en caso de incendio, etc.

14.2 TIPOS DE VENTILACIÓN.

Los sistemas de ventilación se pueden dividir en los siguientes tipos:

1. Natural
2. Longitudinal.
3. Transversal.
4. Semitransversal.
5. Mixto (combinación de anteriores)

La necesidad de instalar algún sistema de ventilación artificial en un túnel viene dada por su longitud, si se trata de un túnel unidireccional o bidireccional (estos últimos requieren en mucha mayor medida la ventilación) y el tráfico y su

composición (cuanto más alto sea el porcentaje de camiones, más preciso será ventilar).

14.2.1 VENTILACIÓN NATURAL.

La ventilación natural está siempre presente en todos los túneles y en ausencia de un sistema de ventilación artificial, es la que determina el sentido de circulación del aire en el interior de éstos.

La ventilación natural de un túnel, se debe a la interacción de los efectos que producen los factores siguientes:

- a) Diferencia de presión entre las bocas del túnel.
- b) Viento dominante en el exterior del túnel.
- c) Pendiente del interior del túnel
- d) Efecto pistón

a) Diferencias de presión entre las bocas del túnel.

Cuando el aire exterior existente en las dos bocas del túnel posee una presión diferente, el aire circulará por el interior del túnel en el sentido de mayor a menor presión, es decir, de la boca cuyo aire exterior se encuentre a mayor presión hacia la boca cuyo aire exterior se encuentre a menor presión.

En este caso, el movimiento natural del aire se produce por el equilibrio de presiones. Este comportamiento del aire, no es más que un comportamiento meteorológico que se presenta constantemente en la atmósfera.

La localización geográfica de las bocas, condiciona en gran medida la diferencia de presión a la que se encuentran. Esto se explica porque durante el día, en los valles, debido a la mayor insolación recibida, se forman zonas de altas presiones en contraposición con las zonas en pendiente de las laderas de las montañas, las cuales al ser menos calentadas poseen menor presión.

También, las bocas que se encuentren hacia el sol tendrán más presión que las que se encuentren en la sombra.

Por lo tanto es de esperar, que en días calurosos, las bocas que dan a los valles o estén hacia el sol, estén sobre presionadas respecto a las bocas que están a media ladera o en la sombra y que por tanto, se establezca una circulación del aire de la boca más cálida hacia la zona más fría situada a media ladera.

Por el contrario, durante la noche, es probable que este sentido de circulación se invierta en las bocas situadas en los valles, debido a que el enfriamiento de los mismos es más rápido que en la montaña (por efecto de la mayor contra irradiación de estos al espacio).

b) Viento dominante en el exterior del túnel.

Cuando existe viento en el exterior del túnel, el aire llegará a alguna de las bocas del túnel con una cierta velocidad. Si la dirección del viento es más o menos similar a la del túnel, el aire tenderá a penetrar por la boca a la que llega, esto producirá una circulación del aire en el interior del túnel, en el mismo sentido y dirección que el viento del exterior.

Por lo tanto, el sentido de evacuación de humos en el interior de un túnel, puede estar condicionado por el viento reinante en el exterior del mismo.

En el caso de presentarse un incendio dentro de un túnel, cuando existe en el exterior un viento de cierta magnitud, este puede condicionar totalmente el movimiento del humo.

c) Pendiente del interior del túnel.

Si por cualquier circunstancia, el aire existente en el interior del túnel aumenta de temperatura, entonces el movimiento del aire seguirá un comportamiento convectivo, tendiendo por lo tanto a desplazarse pendiente arriba.

Cuando la temperatura exterior es baja, el aire existente en el interior de los túneles suele estar más caliente que el del exterior (efecto abrigo), por lo que aquel, también tenderá a desplazarse pendiente arriba.

El calor de los motores de los vehículos y los gases de combustión expelidos, también contribuyen a elevar la temperatura del aire en el interior del túnel.

De lo expuesto se deduce, que los movimientos convectivos pendiente arriba serán considerables en caso de presentarse un incendio y esto es algo que habremos de tener muy en cuenta a la hora de nuestra intervención.

d) Efecto pistón

Este efecto es el que producen los vehículos al circular por el túnel, sobre todo en los túneles unidireccionales.

Debido a que la ventilación natural, se debe a la combinación de los efectos expuestos, el resultado final no se puede prever de antemano ya que, dependerá de las condiciones atmosféricas que se den en cada momento y si los efectos se suman o se contrarrestan.

Así por ejemplo, un túnel en pendiente, en donde aparece un fuego, cabría esperar en principio que el humo se desplazara pendiente arriba, pero si la boca del túnel que está más arriba, desemboca en un valle recalentado por el sol, lo más probable será que el humo descienda por la pendiente, para salir por la boca más baja. En este caso, el factor dominante sería la diferencia de presión entre bocas.

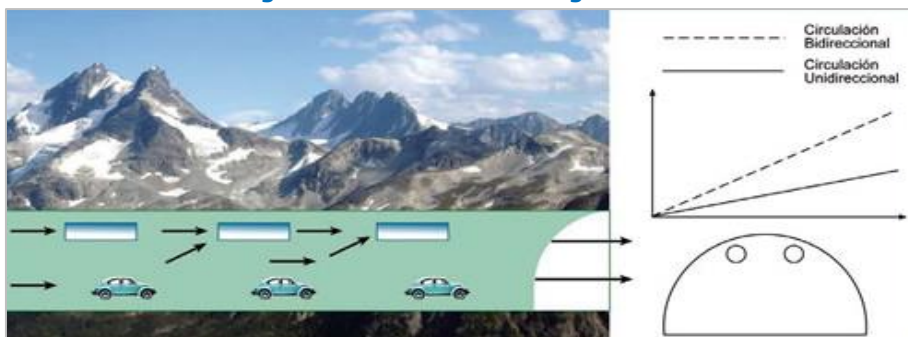
El movimiento del aire natural en el interior de los túneles es tan importante, que a partir de una cierta longitud (más de 500 metros en general) se les dota de un mecanismo que calcula el sentido y la fuerza del viento en su interior.

Este mecanismo, nos permite planificar mejor los pasos a seguir en caso de tener que intervenir en la extinción de un incendio.

14.2.2 VENTILACIÓN LONGITUDINAL.

El sistema longitudinal se basa en el uso de los ventiladores instalados en la bóveda o hastiales que impulsan el aire a lo largo del eje del túnel, reforzando la ventilación natural. Es decir, se utiliza como tubo de conducción el mismo espacio reservado para el tráfico (véase [Figura 14.2](#)), donde entra el aire fresco por una de las bocas y sale el viciado por la otra.

En túneles grandes, con tráfico pesado o intenso, se practican pozos para así aumentar el tiro natural de aire, si bien este aumento no exime de recurrir a la ventilación mecánica. También se usan pozos cuando en las bocas del túnel hay restricciones particulares en cuanto a contaminación atmosférica, caso frecuente de los túneles urbanos.

Figura 14.2 Ventilación longitudinal

Puede haber casos en que para la ventilación longitudinal de una obra baste con la ventilación natural, que puede provocar velocidades de aire de hasta 5 m/s, máximo cuando se ve incrementada por el efecto émbolo del tráfico unidireccional.

En los túneles urbanos, habitualmente de pequeñas longitudes, la ventilación longitudinal es la más utilizada. Es el sistema que debe ser aplicado, siempre que no existan razones que lo impidan, dado el bajo costo que tiene frente a los otros métodos, pues solamente precisa la instalación de maquinaria electromecánica, ventiladores, conducción eléctrica, y aparatos de control.

La ventilación se realiza actualmente en casi todos los casos por medio de turboventiladores de eje horizontal o aceleradores. Éstos se sitúan adosados al techo o a las paredes del túnel a intervalos de treinta metros o más. En caso necesario se pueden disponer varios ventiladores en una misma sección.

El rendimiento de los ventiladores se aumenta al alejarlos del techo o paredes y dotándolos de rejillas de desviación de la corriente de aire en el extremo de salida.

El rendimiento de los aceleradores crece a su vez con la separación entre ellos y alcanza su máximo, para distancias comprendidas entre los 80 y 120 m. También aumenta el rendimiento, cuando a su vez aumenta la relación entre la sección útil del ventilador y la sección del túnel.

El sistema de ventilación longitudinal es aplicable a túneles de un solo sentido de circulación y de cualquier longitud. Sin embargo, en el caso de túneles con doble sentido de circulación es necesario tomar precauciones especiales para evitar el peligro que presenta este sistema en caso de incendio, ya que los vehículos quedan detenidos a ambos lados del fuego, y, si bien los que se encuentran del lado de la entrada de aire quedan protegidos contra los gases de combustión, los del otro lado no tienen otro recurso que la inmediata evacuación ésta sólo será posible si los afectados no quedan muy alejados de la entrada.

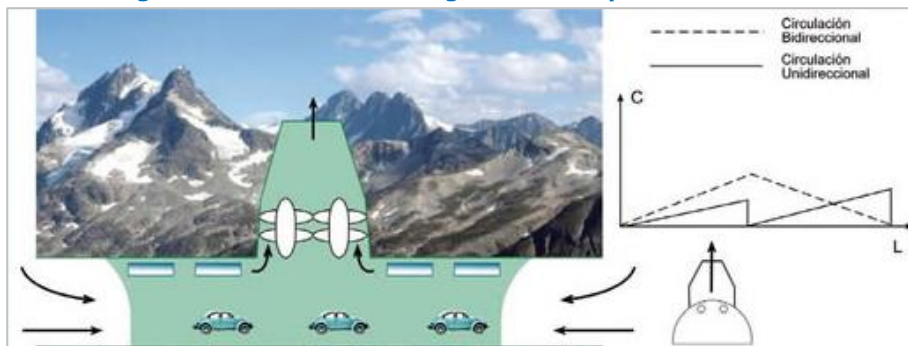
Accionando con rapidez los ventiladores se puede contribuir a evitar la expansión de los gases calientes, deteniendo la circulación de aire. Por este motivo los aceleradores han de ser reversibles y estar dotados de frenos mecánicos o eléctricos para poder cambiar la dirección del aire en el tiempo más breve posible. Por otra parte, deben ser capaces de resistir durante largo tiempo una temperatura de al menos 250 °C.

De todas formas, por mucha que sea la rapidez con que se accionan los ventiladores, transcurrirá un cierto tiempo hasta que éstos consigan frenar la

marcha del aire. En conjunto, la situación estará influida por el movimiento de los vehículos que se alejan de la zona de fuego y los humos, la diferencia de presiones en las embocaduras del túnel y la posición del incendio.

En túneles de gran longitud este sistema debe aplicarse en combinación con estaciones intermedias de ventilación por pozos. (**Figura 14.3**)

Figura 14.3 Ventilación longitudinal con pozos verticales



14.2.3 VENTILACIÓN SEMITRANSVERSAL.

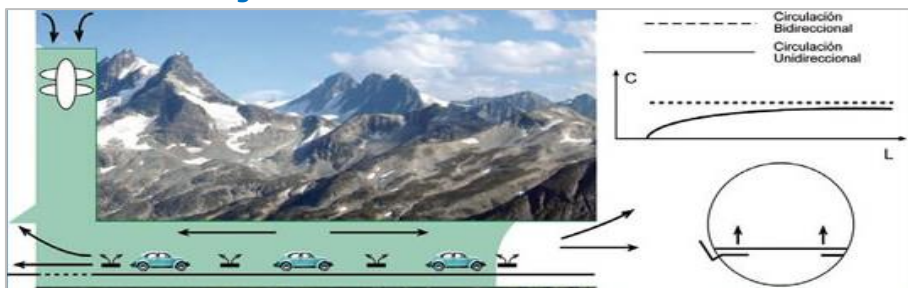
En este sistema el aire fresco se distribuye uniformemente a lo largo del túnel mediante un canal paralelo al mismo, provisto de toberas a intervalos regulares. El aire viciado corre a lo largo del túnel saliendo por sus embocaduras y manteniendo el nivel de contaminación uniforme en toda la obra.

Al igual que en la ventilación transversal, los conductos de ventilación se suelen situar, cuando la sección del túnel es circular, bajo la calzada y junto a la bóveda. En algunos casos suelen situarse los conductos bajo la bóveda, separados del espacio destinado al tráfico mediante un falso techo. En los casos de túneles unidireccionales de sección rectangular, suelen ser laterales o estar situados entre las dos calzadas, lo cual encarece los costos de instalación de este sistema con respecto al longitudinal.

La ventaja más importante sobre el sistema longitudinal es la posibilidad de hacer el sistema reversible, pudiéndose en caso de incendio invertir el sentido de circulación del aire aspirándose así los gases del incendio. El sistema puede perfeccionarse si además de las toberas normales de ventilación se disponen otras de mayores dimensiones a cierta distancia. En caso de incendio se abrirían las más cercanas a éste, para una mejor aspiración de los gases.

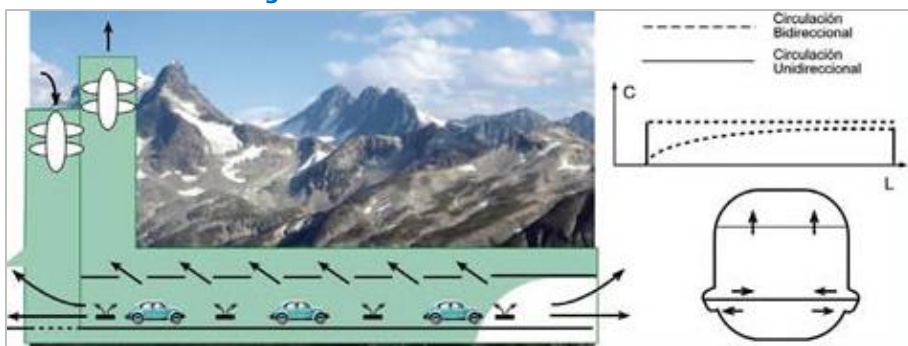
Los puntos de entrada de aire a los conductos auxiliares de ventilación se sitúan en las cercanías de los portales del túnel. Si el túnel es de gran longitud se podrán utilizar uno o más pozos para la toma de aire fresco.

El túnel se puede dividir en tramos de ventilación a los que llegará el aire fresco por conductos independientes. Esto permite que si se produce un incendio en un determinado tramo, se aspiren los humos por el conducto correspondiente, con lo que se evita su difusión a lo largo del túnel. Esta situación se refleja en la **Figura 14.4**.

Figura 14.4 Ventilación semitransversal**14.2.4 VENTILACIÓN TRANSVERSAL.**

En este sistema de ventilación, como en el sistema semitransversal, se dispone además del canal de inyección de aire fresco, otro segundo canal con toberas distribuidas también uniformemente a lo largo del mismo y por el que se aspira un volumen de aire viciado igual al inyectado, con lo que se consiguen unos niveles de contaminación bajos y uniformes en toda la obra.

Es el sistema que presenta mayores ventajas para el dominio de un incendio y es aplicado en la mayoría de los túneles de gran longitud. En dicha situación se pondrían ventiladores de aspiración a funcionar a su máxima potencia. Este sistema mejora si las toberas de aspiración se abrieran total y automáticamente bajo la influencia de la temperatura.

Figura 14.5 Ventilación transversal

En lugar de realizar una ventilación transversal completa, es frecuente también limitar la capacidad de los equipos de aspiración, dejando que parte del aire viciado circule por el túnel y salga por las embocaduras.

Este procedimiento tiene ventajas con respecto al sistema transversal y podría resolver igualmente el problema del incendio proyectando adecuadamente los equipos de aspiración.

La situación de alarma más peligrosa en los túneles es el incendio, motivo por el cual el enfoque principal del sistema de ventilación debe ser tendente a la resolución de esta eventualidad.

El estudio de un sistema de ventilación debe realizarse con un plan de alarma de incendio, que describa el funcionamiento de aquél según el lugar en que se produzca el accidente.

El plan debe orientarse a evitar la difusión de los gases, a elevada temperatura, resultantes de la combustión y desviarlos hacia las zonas no ocupadas por personas, al tiempo que reduzcan los daños al mínimo posible.

14.3 ALCANCES DE LA VENTILACIÓN NATURAL.

En la tabla siguiente se indican las longitudes de aplicación de los sistemas de ventilación en función a la longitud del túnel

Tabla 14.1 Sistema de ventilación túnel (en relación a su longitud)

CIRCULACIÓN	LONGITUD (metros)			
	100	300	500	1000
UNIDIRECCIONAL	natural		longitudinal	
BIDIRECCIONAL	natural	longitudinal	longitudinal	transversal

14.4 DETERMINACIÓN DE LAS NECESIDADES DEL AIRE FRESCO.

Para el dimensionado de un sistema de ventilación es preciso conocer el caudal de aire que deberá suministrar al túnel. Este caudal viene determinado por la cantidad de gases y humos que deben ser evacuados por arrastre de la corriente de aire, lo cual dependerá de las emisiones que se produzcan dentro del túnel y de las concentraciones límite que se adopten para estas sustancias.

La ventilación debe ser capaz de diluir hasta niveles admisibles para los usuarios, las concentraciones de los gases tóxicos -monóxido de carbono (CO) y óxidos nitrosos (NO_x)- producidos por la combustión de los motores de gasolina principalmente y las partículas sólidas en suspensión, que perjudican la visibilidad, provenientes principalmente de los escapes de los vehículos con motor diésel que circulan a través del túnel.

En consecuencia, esta instalación debe dimensionarse, en primer lugar, para que suministre la cantidad de aire fresco necesaria para diluir los gases de escape de los vehículos en ciertas situaciones muy exigentes, como es un tráfico punta o un atasco (con los vehículos parados dentro del túnel, hasta concentraciones admisibles para los usuarios.

14.4.1 DILUCIÓN DE MONÓXIDO DE CARBONO (CO).

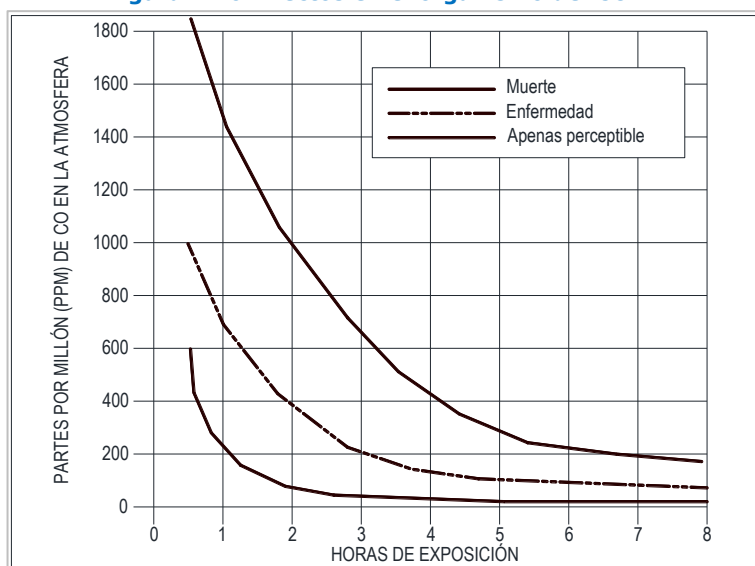
El CO aparece en la atmósfera de los túneles debido a la combustión incompleta de los combustibles de los vehículos. La peligrosidad de esta sustancia se debe a que la afinidad que por ella tiene la hemoglobina es de 200 a 300 veces mayor que la que tiene por el oxígeno, con lo cual, un exceso de CO produce un efecto fisiológico similar a una insuficiencia de O₂.

En la tabla y la figura adjunta se muestran los efectos que para el organismo humano tienen distintas concentraciones de CO en función del tiempo de permanencia.

Tabla 14.2 Efectos en el organismo del CO

Concentración CO en el aire (ppm)	Tiempo de inhalación	Síntomas
50	8 horas	No hay efectos observables (OSHA)
200	2-3 horas	Ligero dolor de cabeza
		cansancio, fatiga, náuseas
400		
(Máxima concentración en gases de combustión Según Normas de EPA)	1-2 horas	Dolor de cabeza frontal
	45 minutos	Desvanecimiento, náuseas
		Convulsiones
800	2 horas	Inconsciencia
	2-3 horas	Muerte
1600	20 minutos	Desvanecimiento
	1 hora	Muerte
3200	5-10 minutos	Inconsciencia
	20 minutos	Muerte

Fuente: Ortega García J.A. – PEHSU-Valencia (Pediatric Environmental Health Specialty Unit)

Figura 14.6 Efectos en el organismo del CO


Fuente: Ortega García J.A. – PEHSU-Valencia (Pediatric Environmental Health Specialty Unit)

Se suele considerar una concentración volumétrica máxima de monóxido de carbono de $C_{co} = 150$ ppm. Si bien este parámetro no está reglamentado, y varía según los casos, se encuentra normalmente entre las 50 ppm y 250 ppm.

En el caso de utilizarse un esquema de ventilación longitudinal, la concentración de CO crece de forma sensiblemente lineal desde el punto de entrada de aire en el túnel hasta el punto de salida, siendo en éste donde se alcanzará la concentración máxima. En el punto medio del túnel, la concentración máxima permitida será la intermedia entre la máxima de 150 ppm y la concentración base en el aire fresco, que se introduce desde el exterior del túnel y que varía aproximadamente entre

unas 0.5 y 5.0 ppm dependiendo de la contaminación existente en el entorno en que se ubica el túnel; si este nivel de contaminación se mantiene durante más de 15 min, el túnel deberá cerrarse al tráfico.

En los casos en que se utilicen esquemas de ventilación transversal o semitransversal, la concentración de CO será aproximadamente igual en todos los puntos del túnel.

Las previsiones en la emisión de gases y humos dentro del túnel deberán realizarse teniendo en cuenta el tráfico previsto para los diez años siguientes a la apertura del túnel.

Con tráfico normal, la concentración de CO deberá ser significativamente inferior a los límites marcados, y por ello en condiciones normales, no se utilizarán todos los ventiladores del túnel a su máxima potencia, sino que éstos deberán conectarse según vaya ascendiendo la concentración de CO, lo cual deberá ser controlado por detectores colocados aproximadamente cada 170 m a lo largo de la obra.

14.4.2 DILUCIÓN DE LOS ÓXIDOS DE NITRÓGENO (NOX).

Entre los gases de escape de los vehículos se encuentra el monóxido de nitrógeno (NO), el cual, en contacto con el oxígeno del aire, se oxida formando dióxido de nitrógeno (NO₂), gas de color marrón rojizo, mal oliente, fuertemente oxidante y altamente tóxico. De la mezcla de óxidos nitrosos (genéricamente representados por NO_x) el NO, supone una proporción del 10 %.

Como concentración límite se considera el valor $C_{NOX} = 15$ ppm, o $C_{NO2} = 1.5$ ppm, siendo ésta la concentración máxima que podrá alcanzarse en cualquier punto del túnel. Como ésta concentración, en el esquema de ventilación longitudinal, crece linealmente desde el punto de entrada de aire fresco al punto de salida de aire viciado del túnel, la concentración máxima que se podrá alcanzar en el punto medio entre la entrada y la salida del aire, será la intermedia entre la máxima de 1.5 ppm y la concentración base en el aire fresco que se introduce desde fuera del túnel y que aproximadamente puede ser de 0.03 ppm. Si un detector medidor de NO, situado en el punto medio del túnel registra 0.75 ppm durante más de 15 min, el túnel deberá ser cerrado al tráfico.

14.4.3 DILUCIÓN DE HUMOS DE LOS VEHÍCULOS (OPACIDAD).

En el túnel se generan gran número de partículas suspendidas en el aire que absorben la luz existente reduciendo la visibilidad. El principal portador de partículas en el túnel es el humo de los motores Diésel, sin embargo, también tiene incidencia el polvo generado por el desgaste de los neumáticos y del asfalto de la carretera. Otro factor a tener en cuenta en la reducción de visibilidad por la opacidad es la niebla.

Para cuantificar la opacidad se mide el debilitamiento de un haz luminoso sometido a la atmósfera del túnel en función de la distancia atravesada por aquél.

Existen distintos aparatos para la medición de la opacidad del aire en un túnel, que pueden diferenciarse según:

- ✓ **Sistemas de medición directa:** Estos aparatos emplean directamente el principio de la debilitación del rayo de luz por la atmósfera del aire. Para medir correctamente es necesario que un haz de luz de unos 100 metros de longitud atraviese el aire, lo que dificulta su instalación y mantenimiento.

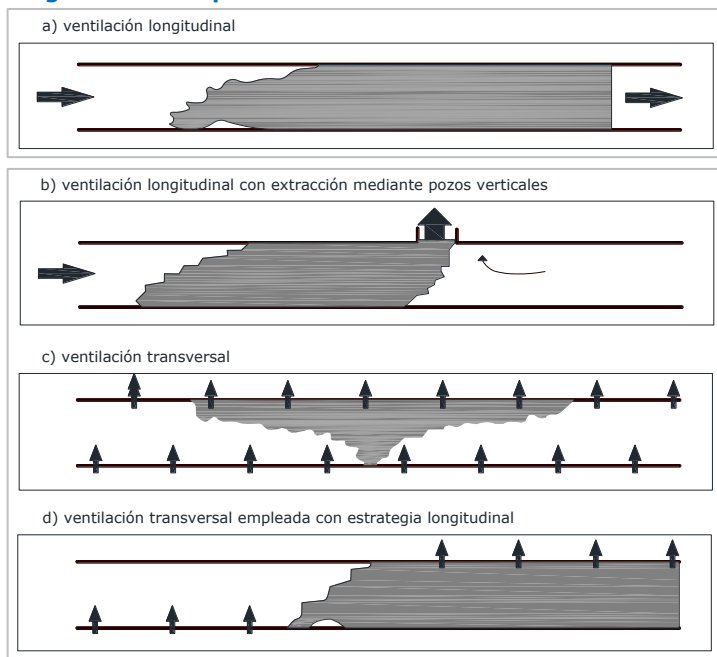
- ✓ Sistemas de medición por difusión: Este tipo de aparatos aprovechan la difusión de luz que provocan las partículas del aire. En estos equipos, se aspira una corriente de aire del tubo del túnel y se lleva al aparato medidor. Este flujo de aire genera en el rayo de luz la llamada luz dispersa de las partículas.
- ✓ Sistemas de medición por difusión compensados por puente óptico de Wheatstone: Similares a los anteriores, el puente óptico de Wheatstone permite compensar las posibles variaciones de tensión y señal, envejecimiento de los elementos, etc.
- ✓ El límite superior de concentración de partículas sólidas en el aire a partir del cual se considera que la visibilidad disminuye es $C_{v/s} = 1.5 \text{ mg/m}^3$.

14.4.4 INCENDIO.

La otra situación límite para la que debe diseñarse la ventilación son los incendios, ya que su correcto funcionamiento tiene gran influencia, en la dispersión y evacuación de los humos producidos.

Por ello, el sistema de ventilación deberá ser elegido teniendo en cuenta el comportamiento de éstos y ser dimensionado con una capacidad suficiente para poder evacuar el caudal de humos producidos en el incendio, factor que resultará normalmente más limitativo que el resto de las condiciones ambientales.

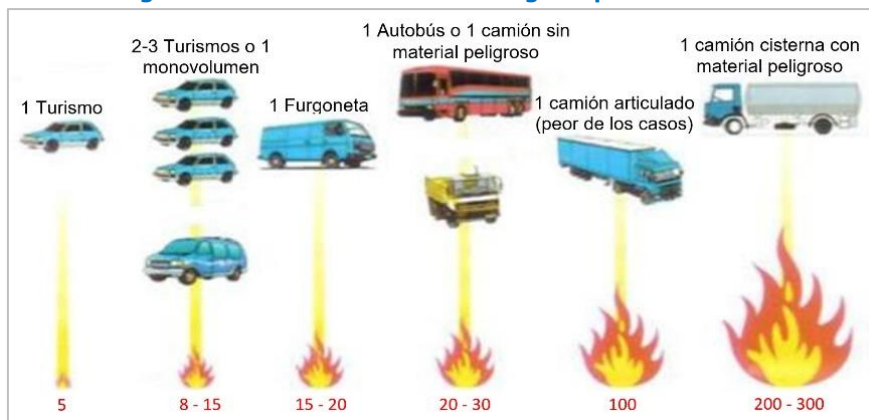
Figura 14.7 Empleo de la ventilación en caso de incendio



Por otro lado, en caso de incendio, el sistema de ventilación debería poder seguir funcionando a la temperatura que pueden resistir los bomberos equipados con aparatos de respiración (aprox. 250 °C), con el fin de facilitar su trabajo.

Para dimensionar la ventilación en caso de incendio hay que conocer la potencia calorífica disipada durante el mismo, que depende del tipo de vehículo incendiado.

Figura 14.8 Potencia calorífica según tipo de vehículo



En la [tabla 14.3](#) se presentan los caudales de humos producidos y las temperaturas máximas que se alcanzan en un incendio.

Tabla 14.3 Caudales de humos y temperaturas máximas

TIPO DE VEHÍCULO INCENDIADO	MÁXIMA POTENCIA CALORÍFICA (MW)	MÁXIMO CAUDAL DE HUMOS PRODUCIDOS (M ³ /S)	TEMPERATURA MÁXIMA QUE SE ALCANZA EN EL TÚNEL (°)
VEHÍCULO PRIVADO NORMAL	5	< 20	400 - 600
COCHE DE VIAJERO	15	40	600 - 800
AUTOBÚS - CAMIÓN VAGÓN DE EMERGENCIA	20 - 30	60 - 80	800 - 1.00
LOCOMOTORA DIÉSEL	100	200 - 300	1.100 - 1.300
CISTERNA CON PRODUCTOS PETROLÍFEROS	200 - 300	400 - 500	1.200 - 1.400

Se considera que solo son controlables en los túneles aquellos incendios que tengan una potencia calorífica inferior a 30 MW.

La potencia liberada es uno de los parámetros más importantes a la hora de adoptar las medidas correctoras necesarias para minimizar los daños causados por el fuego en un túnel.

Durante el incendio en el interior de un túnel, la potencia media liberada se suele estimar en función del tipo de vehículo implicado. Sin embargo, no se dispone de ningún sistema aceptado de forma general para conocer en tiempo real la evolución temporal de dicha potencia para túneles en operación.

Para alcanzar este objetivo se calcula, mediante programas de cálculo numérico CFD (Computacional Fluid Dynamics), una base de datos estacionaria de temperaturas. Esa base de datos dependerá de la potencia liberada, la posición del foco y la velocidad del aire en el interior del túnel. Las temperaturas se comparan con mediciones a lo largo de un cable detector lineal de calor con lo que, mediante una serie de interpolaciones, se estima un valor de potencia liberada en cada instante.

La posición y evolución estimada del incendio puede servir para ajustar los equipos de emergencia del túnel a la situación concreta. Sería especialmente útil para activar la ventilación de emergencia tan rápido como sea detectado el fuego y permitiría ajustarla a las variaciones de la intensidad del mismo. Así, se evitaría usar una ventilación excesiva que impida controlar las llamas, avivándolas, y los humos, desestratificándolos.

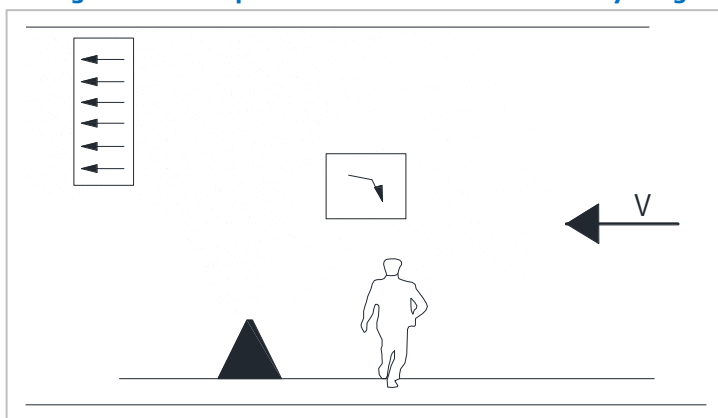
En túneles unidireccionales, se podría controlar la difusión de los humos aguas arriba del fuego, confinándolo en una zona sin personas accidentadas mediante el empleo de la velocidad mínima para evitar su retroceso.

Los usuarios situados aguas abajo del foco, si no están heridos a priori, no deberían tener ningún obstáculo para poder salir del túnel por sus propios medios. De esta forma, se podría disminuir el efecto sobre las personas y vehículos atrapados en el túnel o sobre la propia instalación. Además, saber la posición y la potencia instantánea permitiría a los bomberos y personal de emergencia acceder al túnel de una forma más segura.

Pero hay que tener en cuenta uno de los fenómenos más críticos que se producen en los incendios en túneles, el efecto denominado "Back-layering" (Ver Figura 14.9), que supone la difusión aguas arriba del incendio (retroceso) de humo tóxico, que al enfriarse pudiera producir la asfixia de personas que teóricamente estarían a salvo por recibir aire impulsado por los ventiladores situados aguas arriba.

La velocidad mínima del aire dentro de la sección del túnel que está experimentando un incendio deberá de ser suficiente para prevenir el efecto Back-layering del humo (velocidad crítica).

Figura 14.9 Esquema del fenómeno de back-layering



14.5 POLUCIÓN EN EL AIRE DEL PORTAL.

Las emisiones de los túneles afectan la calidad del aire a corta distancia de los puntos de dispersión de las emisiones, sin embargo la red de carreteras adyacente influye en el medioambiente en un área mayor.

Por lo tanto las implicaciones de los túneles sobre la calidad del aire deben estudiarse en el contexto de una red de carreteras, de la que son una parte.

En el campo de los túneles de carretera, tradicionalmente se considera la calidad del aire en términos de concentración de emisiones de gases en el interior del túnel. Sin embargo, las concentraciones de contaminantes en el exterior del túnel pueden ser perjudiciales o molestas para los lugareños.

Esas concentraciones se reducen rápidamente conforme nos alejamos del portal del túnel o de los pozos de extracción, en función de mecanismos complejos que dependen de la velocidad y dirección del viento y de la topografía de la zona.

Consecuentemente se reconoce que la calidad del aire en las inmediaciones del portal del túnel o de otros puntos de emisión debe ser objeto de estudio cuando el tráfico es importante y cuando se trata de túneles urbanos.

En la superficie bajo la que discurre un túnel, la calidad del aire es generalmente mejor que si una carretera a cielo abierto se encontrase en ella. Sin embargo, en las bocas y pozos, se libera aire contaminado cuando un flujo longitudinal o transversal se genera por el efecto pistón del tráfico y/o por un sistema de ventilación.

Dependiendo de las concentraciones en el interior y de otras fuentes situadas en la proximidad de un portal del túnel o de un pozo, las concentraciones de contaminantes pueden ser superiores a los niveles máximos permitidos en las normas vigentes.

En ese caso se deben tomar medidas para mejorar la calidad del aire en las cercanías del túnel, las que pueden incluir trabajos de obra civil o de equipamientos, reglamentación del uso de los terrenos alrededor del túnel, etc.

Lo más frecuente es que pueda reducirse la concentración de la polución con medidas de explotación, como el cambio del régimen de ventilación.

14.6 INCENDIOS EN TÚNELES.

Uno de los incidentes más peligrosos que se pueden producir en el interior de un túnel es un incendio, siendo muy importante una rápida detección, con el fin de:

- ✓ Accionar el sistema de ventilación en el sentido adecuado para controlar la propagación de los humos y evacuarlos en la medida de lo posible.
- ✓ Poner en marcha las medidas adecuadas en el sistema de señalización del túnel y de sus accesos para facilitar la rápida y segura evacuación de los usuarios.

Por lo tanto, es aconsejable dotar al túnel de un sistema eficaz de detección, de forma que se transmita este hecho al Centro de Control lo más rápido y con la localización más precisa posible. Existen dos tipos de sistemas de detección de incendios: automáticos y manuales.

14.6.1 SISTEMAS DE DETECCIÓN AUTOMÁTICA DE INCENDIOS.

Los sistemas automáticos más usuales permiten detectar la formación de incendios, a través del calor o del aumento del índice de la temperatura, o por un incremento súbito del nivel de humos (por medio de la medida de la visibilidad).

En general, los primeros, si están bien escalonados, rara vez dan falsas alarmas, por lo que son los más utilizados. Los detectores que reaccionan al humo, en cambio, emiten una señal muy rápidamente, pero pueden producir un número muy grande de falsas alarmas debidas a los humos de los motores diesel. Por ello, es recomendable el empleo en un mismo túnel de ambos tipos de detectores.

Los aparatos que detectan el calor o el índice de aumento de temperatura, transmiten una señal de alarma a la sala de control, cuando la temperatura sobrepasa un cierto límite o bien cuando su velocidad de aumento supera un valor determinado.

La medición normalmente está basada en las leyes que rigen la expansión de los gases en un recinto confinado y su instalación está constituida por un tubo metálico, generalmente de cobre, en el que se dilata el aire o gas cuando aumenta

la temperatura (sistema continuo) o por aparatos de detección espaciados entre sí 15 ó 20 m, generalmente coincidiendo con los postes S.O.S. (sistema puntual).

También existen otros tipos de detectores de calor, como los detectores de fusible, que consisten en un elemento sensible que se funde a cierta temperatura y causa un cortocircuito que es el aviso del posible incendio. Estos fusibles o pequeñas resistencias, que actúan como sensores, están implantados en el interior de un cable y a una cierta distancia.

Actualmente existen sistemas de detección de gran eficacia, basados en la medición de valores máximos de temperatura mediante la utilización de fibra óptica.

Los sistemas de detección de humos se basan en la medida de la visibilidad, por ejemplo con infrarrojos, estando los detectores espaciados entre 15 m y 25 m.

Cualquiera que sea el tipo de los detectores, éstos deben ser sensibles a un incendio pequeño. Por ejemplo, el fuego debe ser equivalente a 20 litros de gasolina, una cantidad que se puede considerar reducida, pero que produce una fuerte humareda.

En general, conviene instalar sistemas de detección automática de incendios en los túneles de gran longitud, en los de configuración compleja o en los que transitan vehículos cargados con materias peligrosas, donde es necesario dar rápidamente la alerta o conocer con precisión donde se ha declarado el incendio.

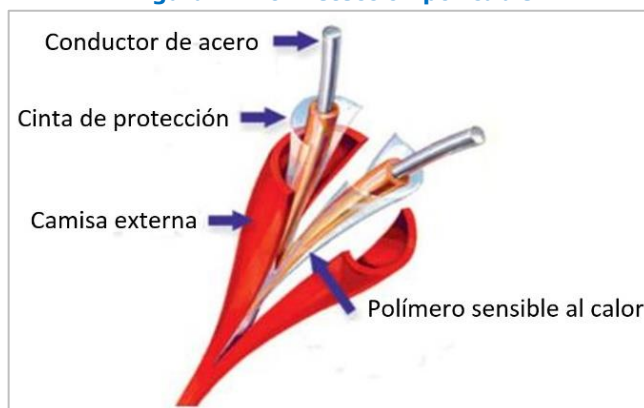
Hay que resaltar que son muy útiles los detectores de incendio en los túneles sin vigilancia provistos de ventilación transversal o semitransversal, ya que si se presenta una situación de incendio en este tipo de túneles en ausencia de sensores de incendio, los detectores de opacidad y de CO accionarán la ventilación al máximo, inyectando aire fresco en la zona, cuando la reacción correcta es reducir o detener la entrada de aire fresco y poner en marcha la extracción de humo.

Estos sistemas de detección automáticos se suelen implantar en las zonas superiores de la sección transversal, siendo también aconsejable su ubicación en todos los locales de grupos, edificio de control, acometidas eléctricas, etc.

a) Detección automática por cable

Se funde a una temperatura calibrada. Según la unidad de control detecta la zona del incendio o distancia (por resistencia eléctrica) a la zona afectada.

Figura 14.10 Detección por cable



b) Detección automática por tubería de aire

Mide las variaciones de presión del gas dentro de un tubo cerrado.

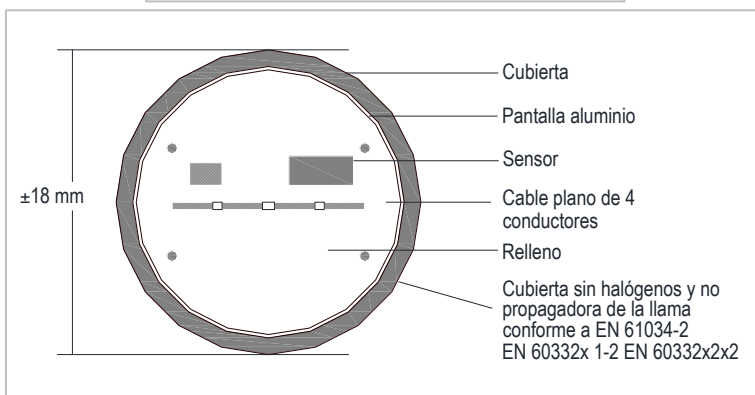
Figura 14.11 Detección por variación de presión

**c) Detección automática por cable con sensores electrónicos (listec)**

El sistema lineal de detección automática de incendios por cable con sensores electrónicos se componen básicamente de:

- ✓ Un cable sensor de temperatura con:
 - Sensores electrónicos de temperatura: incorporados en el cable.
 - Cada uno tiene su dirección propia y única.
 - Distancia entre sensores: se elige libremente, suele ser cada 8 m.
 - Rango de medición: - 40 °C + 85 °C (hasta 200 °C durante un corto tiempo).
 - Muy altas resoluciones de lectura de T °C: 0. 1 °C y precisión de repetición de lectura entre 2 mediciones: +/- 0. 3 °C

Figura 14.12 Detección por cable con sensores electrónicos



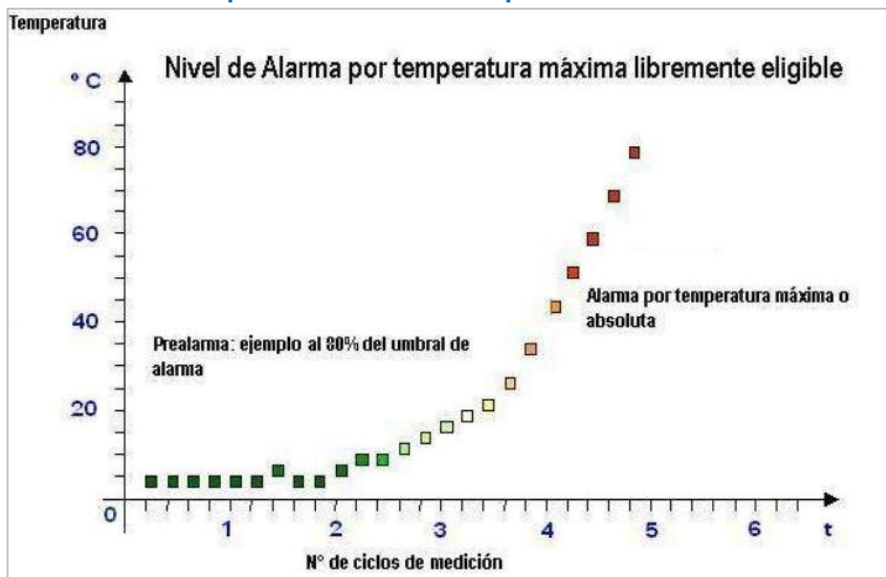
El cable se instala en la bóveda del túnel con abrazaderas colocadas cada metro.

- ✓ Una Unidad de control :

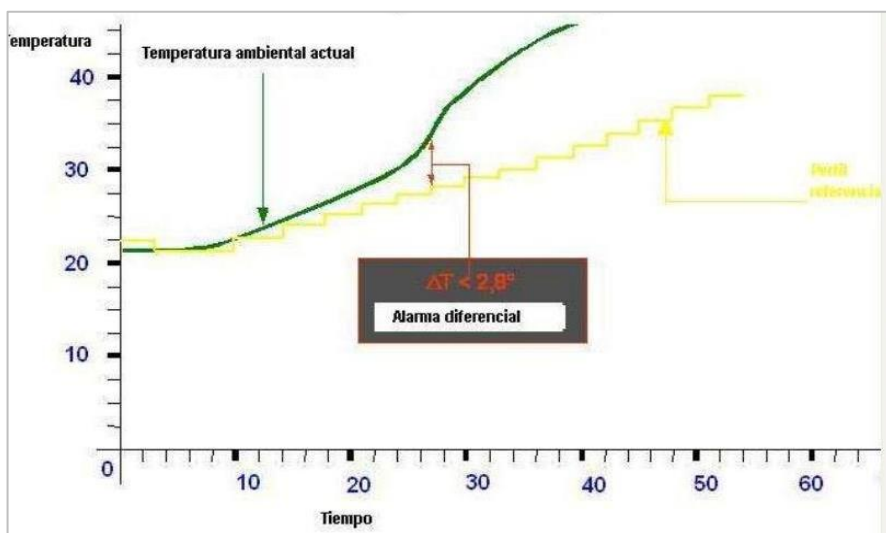
Esta unidad procesa cada pocos segundos el ciclo de direcciones de todos los sensores conectados a cualquier zona de incendio a la cual pertenecen. Lee los valores de temperatura medidos y evalúa los datos con referencia a distintos criterios de alarma:

- Alarma de incendio por sobrepasar el umbral de temperatura máxima.

Figura 14.13 Alarma de incendio por temperatura máxima o por sobrepasar el umbral de temperatura diferencial



- Alarma de incendio por sobrepasar el umbral de temperatura diferencial



d) Detección de incendios mediante fibrolaser

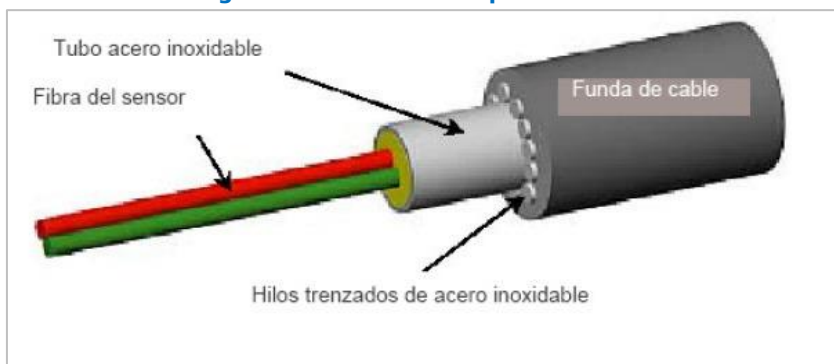
El cable sensor (máximo 4000 m) consta de un tubo de acero. En el tubo existen 2 fibras de cristal de cuarzo independientes, tipo Multimodo 50/125 μm , cada uno con un diámetro exterior de 250 μm , donde la guía de luz real en el núcleo tiene un diámetro de 50 μm .

El vacío restante en el tubo se llena con una sustancia anhidra (anhydrous substance). El tubo de acero está insertado en un recubrimiento aislante de plástico con un diámetro de 8 mm.

Este recubrimiento de plástico permite una manipulación más fácil durante la instalación y mejora la estabilidad mecánica al calor puramente irradiado.

Funcionamiento: se mide la temperatura del cable de fibra óptica, evaluando las oscilaciones producidas en la estructura de la red cristalina del cable en caso de incendio. Las oscilaciones moleculares térmicas producen difusión de la luz en el interior de la fibra óptica. La evaluación de la intensidad de esta difusión permite determinar la temperatura local del cable fibroláser. La unidad de evaluación de fibroláser comunica al PC su información, a través de la interfaz correspondiente. La zona donde se ha producido el incendio, se visualiza en el monitor.

Figura 14.14 Detección por fibrolaser



El cable sensor es dividido en zonas (máx. 128) para el tratamiento de las alarmas. Cada zona comprende un número de puntos de medición en función de su longitud.

Varios parámetros de disparo de alarma pueden ser definidos para las zonas. En caso de incendio, uno o varios lugares de medición están implicados y la zona correspondiente es alarmada.

e) Detección de incendios dts (sensornet)

Los sistemas de fibra óptica son adecuados no sólo para la transmisión de información, sino también como sensores distribuidos localmente. Las magnitudes físicas de medida como la temperatura o las fuerzas de compresión y de tracción pueden influir en la fibra de vidrio y modificar localmente las propiedades de los conductores de luz en la fibra. Como resultado de la atenuación de la luz en las fibras de vidrio de cuarzo producida por la dispersión, se puede determinar el lugar de una influencia física externa, de manera que la guía de ondas de luz se puede utilizar como un sensor lineal.

El llamado efecto Raman es especialmente apropiado para la medición de la temperatura con guíaondas de luz de vidrio de cuarzo. En el interior de la fibra de

vidrio, la luz se dispersa en fluctuaciones de densidad microscópicas, que son menores que la longitud de onda. En la retrodispersión, junto al coeficiente de dispersión elástica (Dispersión de Rayleigh) en la misma longitud de onda que la luz incidente, también se encuentran componentes adicionales en otras longitudes de onda, que están acoplados a la oscilación molecular y, por tanto, a la temperatura local.

El sistema de medición de temperatura por fibra óptica (DTS) se basa en un procedimiento de retrodispersión Raman por fibra óptica. El detector de calor (sensor de temperatura) propiamente dicho, es un cable guíaondas fibroóptico sensible al calor y a la radiación. Por medio de un aparato de evaluación (reflectómetro óptico Raman) se pueden determinar con resolución espacial los valores de temperatura en la fibra de vidrio del cable guíaondas.

Una particularidad de esta técnica de Raman, es la medición directa de la temperatura con una escala Kelvin. Utilizando un procedimiento de retrodispersión óptico Raman, se puede medir la temperatura a lo largo de la fibra de vidrio como una función de lugar y de tiempo

Figura 14.15 Detección por dts



El sistema de medición de temperatura mediante fibra óptica está compuesto por un aparato de evaluación con generador de frecuencia, una fuente de láser, un módulo óptico, una unidad de microprocesador y receptora, y de un cable guíaondas (fibra de vidrio de cuarzo) como sensor térmico lineal.

El cable de fibra óptica (puede ser mayor de 30 kilómetros de longitud) es de naturaleza pasiva y no tiene puntos individuales de detección y por lo tanto pueden ser fabricados sobre la base de estándares de telecomunicaciones de fibra.

Esto ofrece una excelente economía de escala. Debido a que el sistema de diseño / integrador no tiene que preocuparse de la ubicación exacta de cada punto de detección.

f) Comparativa

Cable de cobre o tubería de aire: Sistemas económicos, sencillos de instalar y mantener, proporcionan poca información.

Listec: Límite en la longitud con posibilidad de interferencias magnéticas

Fibroláser: Elevado costo. A mayor precisión, el tiempo de respuesta sube. Salvo desarrollo específico, solamente proporciona información limitada. Los empalmes están limitados

Sensornet: Mejora a Fibroláser en mayor longitud, posibilidad de establecer varias líneas de medición y mayor información sobre tiempos de respuesta y precisión.

14.6.2 SISTEMAS DE DETECCIÓN MANUAL DE INCENDIOS.

Normalmente los sistemas de aviso y alarma de incendio de tipo manual suelen consistir en una serie de pulsadores ubicados cada 250 m a lo largo del interior del túnel, y a ambos lados de la calzada, preferiblemente entre dos postes de llamada de socorro.

De este modo, la máxima interdistancia para realizar avisos de incendio será de 125 m. Además se deberían también instalar estos pulsadores en las entradas de los centros de suministro y distribución de potencia. Los pulsadores deben estar convenientemente señalizados.

14.6.3 GALERÍAS DE ESCAPE.

Los refugios son recintos capaces de albergar temporalmente un número variable de personas (entre 50 y 100) mientras se extingue el incendio. Entre ellos debe haber una distancia máxima de entre 700 y 1 000 m.

Deben estar completamente equipados, con objeto de permitir una estancia prolongada, incluyendo altavoces para la recepción de mensajes. Su sistema de ventilación debe ser completamente independiente del resto del túnel y deben disponer de una buena iluminación.

También deberán estar presurizados para aislar los recintos del ambiente exterior. Si están situados cerca del foco del incendio pueden ser peligrosos, ya que si los equipos de salvamento tardan más de lo que está preparado para resistir, se pueden alcanzar altas temperaturas en su interior.

Debido a lo explicado anteriormente, en túneles largos es más eficaz disponer de galerías de evacuación y salidas de emergencia, bien hacia el exterior, como hacia un túnel de servicios o de circulación en sentido contrario (si el túnel dispone de dos tubos unidireccionales).

En este sentido, los túneles de más de 2 000 m de longitud deben disponer de estas salidas. En los túneles dobles se deben disponer galerías de conexión (cada 400-500 m) para peatones y (1000 m) para vehículos.

En túneles urbanos con baja cobertura, se recomienda disponer pozos de servicio con salida directa al exterior.

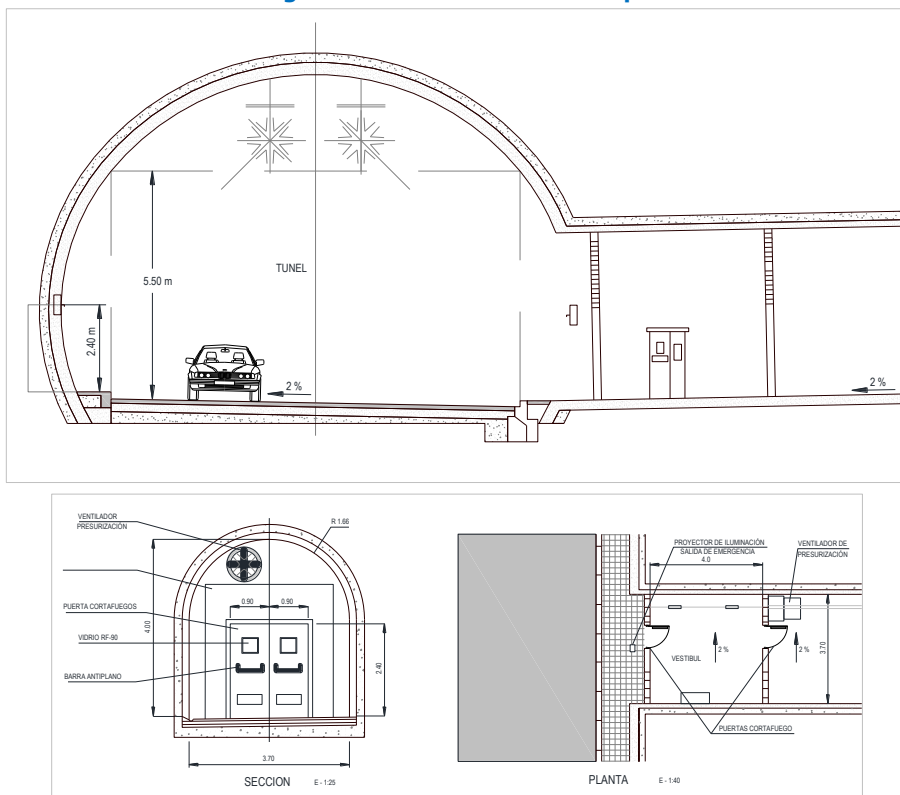
En túneles simples con gran cobertura, se ha llegado incluso a construir una galería de emergencia paralela al túnel principal en toda su longitud, conectada con este cada cierta distancia. No obstante, debido a su alto costo, en cualquiera de los casos habrá que estudiar su necesidad, que dependerá fundamentalmente del sistema de ventilación existente, de la longitud y sección transversal del túnel, de la densidad y tipo de circulación (frecuencia de congestiones) y del incendio tipo con el que se dimensiona.

Tanto los nichos y refugios de seguridad, como las galerías de evacuación y cualquier otro local que se encuentre en el interior del túnel (centros de transformación, etc.) se deben aislar del espacio de circulación, equipándolos de puertas cortafuegos, y de forma que los interruptores de apertura de estas señalen su accionamiento en el Centro de Control.

Además, se debe mantener una sobrepresión facilitada por conductos de aire a presión, que dificulte la entrada de polvo y de humos, con el fin de que la

atmósfera de estos espacios permanezca en buenas condiciones de limpieza y de uso.

Figura 14.16 Galerías de escape



14.6.4 PRUEBAS DE HUMOS.

Como alternativa al ensayo destructivo tenemos los ensayos de humos limpios: El ensayo de humo caliente y el ensayo de humo frío. Además de los ensayos de funcionamiento suelen llevarse a cabo ensayos adicionales de humos bien fríos o calientes.

El ensayo de humo caliente es el único capaz de representar las condiciones de humo equivalentes a las del incendio real, ya que en este caso la temperatura de los gases hace que se estratifiquen en el túnel debido a la diferencia de densidades entre dichos gases y el aire circundante.

La diferencia de temperaturas y concentraciones entre los humos calientes producto de la combustión, el aire contenido en el túnel y el aire frío exterior determinan el movimiento de los humos. La velocidad de movimiento de los humos considerando las variables anteriormente descritas recibe el nombre de velocidad crítica.

Esta característica de los humos es esencial para poder representar los fenómenos más peligrosos para la vida que se producen en los incendios en túneles.

La difusión térmica y másica de los humos producidos en el incendio en el aire contenido en el túnel, puede llegar a producir el efecto conocido como "Back

Layering”, que es el retroceso de los humos en sentido contrario al de la velocidad dominante en el túnel.

El humo retrocede si la velocidad del aire impulsado por el sistema de ventilación es menor que la velocidad crítica. En estas condiciones el humo puede enfriarse y caer, lo que produciría la asfixia de personas que teóricamente estarían a salvo por encontrarse en una zona segura aguas arriba del incendio.

Otro efecto crítico que se produce en un incendio real es el “tiro natural” que produce la aceleración de la velocidad de movimiento del humo en el interior del túnel.

El factor clave en el control de los humos es por tanto su velocidad crítica ya que una vez conocida, actuando sobre el sistema de ventilación para conseguir una velocidad de aire adecuada, es posible conseguir que los humos se muevan con un sentido y velocidad determinados, o incluso que se detengan para facilitar la evacuación si la velocidad crítica es igual a la velocidad del aire limpio impulsado por el sistema de ventilación.

Por el contrario, el ensayo de humo frío, producido por botes de humo a temperatura de generación de 40°C, obviamente no podrá representar el fenómeno del “Back Layering” o retroceso de la nube de humos por el efecto térmico de difusión. Por ello ese ensayo no será válido en ningún caso para verificar las Pautas de Actuación ante incendio.

Con los ensayos de humos fríos no se pretende representar los efectos térmicos ligados al escenario de incendio, sino evaluar el comportamiento del sistema en relación con la convergencia de las velocidades a ambos lados del fuego en sistemas transversales o la capacidad de control o arrastre de la nube de humos en los sistemas longitudinales.

No obstante, si bien este comportamiento puede ser contemplado mediante la realización de ensayos de verificación global, la función de gas trazador que tienen los humos fríos permite estudiar situaciones transitorias difíciles de evaluar de otra forma, como por ejemplo:

- ✓ En sistemas longitudinales: tiempo y dispersión de la nube de humos en caso de producir la inversión del sentido de ventilación.
- ✓ En sistemas semitransversales: tiempos de respuesta del sistema ante distintas situaciones iniciales o situaciones degradadas (redundancias).
- ✓ Entrenamiento del personal de explotación y servicios de emergencia simulando condiciones de incendio.

Para realizar el ensayo se disponen bandejas con botes de humos fríos, los cuales, mediante un sistema de apertura controlada producen una cantidad predeterminada de gas de color grisáceo durante un tiempo determinado, y que con velocidades de aire significativas pierden rápidamente la estratificación. Habitualmente los botes empleados presentan una temperatura de salida considerable pero que se atenúa muy rápidamente. Por ello en las primeras fases, si la corriente longitudinal es reducida, pueden darse situaciones de estratificación. Sin embargo, a diferencia de los ensayos con humos calientes, esta se pierde muy rápidamente.

Dependiendo de los objetivos del ensayo la instrumentación puede ser muy diversa. Sin embargo la grabación en video es el medio más apropiado para su estudio. Por

ello se deben emplear cámaras fijas en distintas posiciones, así como cámaras móviles que se desplazan con la nube de humos.

Por otra parte, la colocación de anemómetros portátiles, sondas bidireccionales así como la utilización de los registros obtenidos en el centro de control de las medidas de los propios equipos del túnel (anemómetros, opacidad, temperatura, etc.) son herramientas importantes para interpretar los resultados, entre los que se encuentran los registros temporales de velocidad del aire en el túnel, las actuaciones sobre la ventilación o el desplazamiento de la nube de humos en los distintos escenarios.

Por su parte con los ensayos de humos calientes se intenta comprobar en condiciones reales el efecto de estratificación de los humos y su salida por los exutorios (evacuación de humo).

Existe también el “ensayo de humo caliente limpio Labein” cuyo objetivo es generar un caudal de gases limpios a temperatura similar a los producidos en un incendio real, consiguiendo así su estratificación y verificando el comportamiento de dichos humos cuando se actúa sobre el sistema de ventilación del túnel según la Pauta de Actuación prescrita.

Cumplido el objetivo principal, el ensayo persigue dos objetivos operativos diferenciadores:

- ✓ Rapidez: se ejecuta en un tiempo muy reducido, permitiendo a su conclusión la inmediata continuidad del uso del túnel.
- ✓ Limpieza: no se produce deterioro ni suciedad alguna sobre la estructura e instalaciones del túnel, lo que posibilita su inmediata apertura al tráfico tras el ensayo.

El ensayo se basa en un equipo generador de humos calientes, y sus protocolos de desarrollo, calibración y utilización. El caudal de gases limpios e incoloros, a temperatura suficiente para provocar la estratificación, procede de la combustión de un líquido adecuado. Estos gases son aumentados, controlados en temperatura y hechos visibles, mediante la utilización de humos trazores, generando así un caudal total equivalente al incendio de un vehículo ligero. El ensayo permitiría, de ser necesarias potencias mayores en función de los objetivos de la verificación.

14.7 CÁLCULO DE EQUIPAMIENTOS Y DISEÑO DE LA VENTILACIÓN.

14.7.1 ALCANCES DE LA VENTILACIÓN NATURAL.

En el [Numeral 14.3](#) se indican las longitudes de aplicación de los sistemas de ventilación, y en la [Tabla 14.1](#) puede observarse que la ventilación natural es aplicable principalmente en túneles de longitud corta (100 m en túneles bidireccionales y 300 m en túneles unidireccionales)

14.7.2 DISEÑO DEL SISTEMA DE VENTILACIÓN FORZADA.

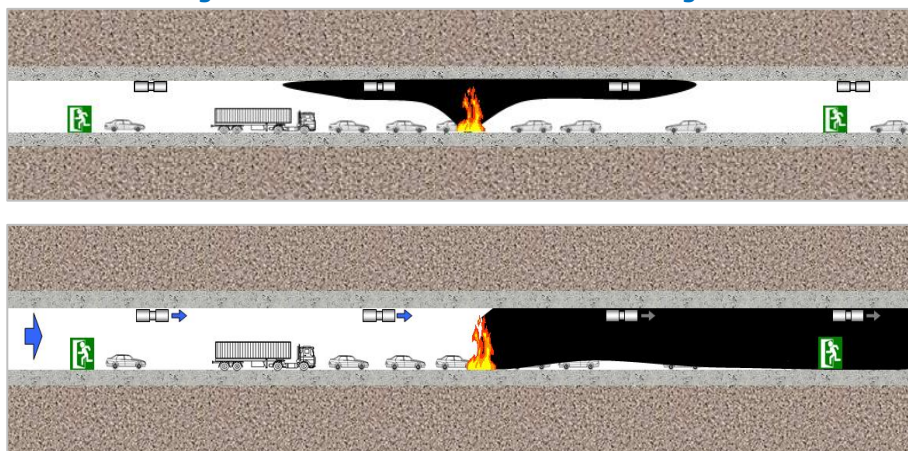
Cada uno de los sistemas de ventilación antes mencionados tiene unas ventajas e inconvenientes, que determina su campo de aplicación.

En general, se puede decir que el sistema de ventilación longitudinal, tiene un costo de inversión inicial menor que los métodos de tipo transversal, ya que no requiere trabajos importantes de obras civiles, mientras que los costos del material electromecánico son similares en el sistema semitransversal y mayores en el

sistema transversal; sin embargo, desde el punto de vista exclusivamente técnico, el sistema longitudinal tiene las siguientes limitaciones de utilización:

- ✓ En caso de incendio, el procedimiento de este tipo de ventilación para eliminar los humos producidos, consiste en empujarlos hacia uno de los lados del fuego, para su extracción por una de las bocas o por una chimenea intermedia, lo que en túneles bidireccionales puede poner en grave riesgo a los ocupantes de los vehículos que quedaran detenidos en ese costado del incendio.

Figura 14.17 Incendio con ventilación longitudinal



- ✓ El mecanismo que produce la dilución del aire viciado es el aumento de la velocidad del flujo de aire en el túnel. Sin embargo, esta velocidad viene limitada, por consideraciones de seguridad para los usuarios y el tráfico, a unos valores máximos del orden de 10 m/s en túneles unidireccionales y 8 m/s en bidireccionales. En la práctica esto significa una restricción al uso de la ventilación longitudinal en túneles largos, debido a las pérdidas de carga por rozamiento, a menos que se disponga de puntos (pozos, galerías) intermedios

Cuando el sistema longitudinal se emplea en túneles unidireccionales, los costos de explotación son igualmente bajos, por la menor energía consumida, debido a que la ventilación longitudinal tiene por principio favorecer la corriente natural de aire y ayudar al efecto pistón provocado por el tráfico, que en este tipo de túneles siempre actúa en el mismo sentido, por lo cual los ventiladores pueden estar una gran parte del tiempo sin funcionar.

En túneles bidireccionales la situación cambia, pues el efecto pistón del tráfico es mucho más reducido, pudiendo tener un sentido alterno la corriente de aire, por lo que la ventilación debe ser reversible con periodos de funcionamiento más prolongados. Por ello, en túneles bidireccionales el consumo de energía eléctrica es menor con un sistema semitransversal, lo que puede llegar a anular las ventajas del menor costo inicial del sistema longitudinal.

El sistema transversal de ventilación con dos conductos paralelos, uno para el aire fresco y otro para el aire viciado, es el sistema más completo, pero su costo es muy alto, debido a la mayor sección transversal requerida para alojar los dos conductos y a las altas potencias necesarias de los ventiladores. Además, el conducto de aire

viciado suele estar infrautilizado, ya que constituye una instalación reservada casi exclusivamente para casos de incendio.

Por ello, la utilización de un sistema semitransversal reversible con un solo conducto, que se puede utilizar para aspirar el aire viciado o inyectar aire fresco, según convenga, constituye muchas veces una solución técnicamente aceptable y mucho más económica, al no requerir un aumento de la sección total del túnel.

Para hacer circular el aire dentro del túnel durante su explotación, se utilizan normalmente ventiladores de tipo axial o helicoidal, en los cuales el aire entra y sale paralelamente al eje de giro de la hélice del ventilador, y que tienen la posibilidad de regulación, lo que permite optimizar su consumo energético.

Todos los túneles que requieran sistema de ventilación artificial, deberán contar con su correspondiente sistema de automatismo.

El proyecto, la construcción y la explotación del sistema de ventilación deberán tener en cuenta:

- ✓ El control de los contaminantes emitidos por los vehículos en un flujo de tráfico normal y denso.
- ✓ El control de los contaminantes emitidos por vehículos en el caso de que el tráfico esté detenido a causa de un incidente o accidente.
- ✓ El control del calor y el humo en caso de incendio.

La ventilación longitudinal se utilizará únicamente en los túneles con circulación bidireccional o unidireccional congestionada, si un análisis del riesgo muestra que es aceptable, o si se toman medidas específicas, tales como una apropiada gestión del tráfico, una reducción de la distancia entre salidas de emergencia y la colocación de extractores de humo a intervalos adecuados.

Los sistemas de ventilación deberán poder extraer el humo para un incendio tipo, con potencia mínima de 30 MW y caudal mínimo de humos de 120 m³/s. La ventilación en las galerías será independiente.

En túneles urbanos de longitud mayor que 200 metros es obligatoria la instalación de un sistema de ventilación.

Los sistemas de ventilación transversal o semitransversal, se utilizarán en aquellos túneles que requieran un sistema de ventilación mecánica y para los que no se haya autorizado una ventilación longitudinal. Estos sistemas deberán poder extraer el humo en caso de incendio.

Para los túneles de longitud superior a 1 000 metros, de tráfico bidireccional, con un volumen de tráfico superior a 6 000 vehículos por día, dotados de un centro de control y de ventilación transversal o semitransversal, deberán adoptarse las siguientes medidas mínimas relativas a la ventilación:

- ✓ Se instalarán reguladores de aire y humo que puedan funcionar separadamente.
- ✓ La velocidad del aire longitudinal deberá controlarse constantemente, y el proceso de control del sistema de ventilación (reguladores, ventiladores, etc.) deberá ajustarse en consecuencia.

14.7.3 CAUDAL Y SECCIÓN ÚTIL, CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DEL AIRE.

Para el dimensionado de un sistema de ventilación es preciso conocer el caudal de aire que éste deberá suministrar al túnel. Este caudal viene determinado por la

cantidad de gases y humos que deben ser evacuados por arrastre de la corriente de aire, lo cual dependerá de las emisiones que se produzcan dentro del túnel y de las concentraciones límite que se adopten para estas sustancias.

La ventilación debe ser capaz de diluir hasta niveles admisibles para los usuarios las concentraciones de los gases tóxicos -monóxido de carbono (CO) y óxidos nitrosos (NO_x), producidos por la combustión de los motores de gasolina y las partículas sólidas en suspensión, que perjudican la visibilidad, provenientes principalmente de los escapes de los vehículos con motor diésel que circulan a través del túnel. En consecuencia, esta instalación debe dimensionarse, en primer lugar, para que suministre la cantidad de aire fresco necesaria para diluir los gases de escape de los vehículos en ciertas situaciones muy exigentes, como es un tráfico punta o un atasco (con los vehículos parados dentro del túnel, hasta concentraciones admisibles para los usuarios).

La otra situación límite para la que debe diseñarse la ventilación son los incendios, ya que su correcto funcionamiento puede tener gran influencia, sobre todo, en la dispersión y evacuación de los humos producidos. Por ello, el sistema de ventilación deberá ser elegido teniendo en cuenta el comportamiento de estos y ser dimensionado con una capacidad suficiente para poder evacuar el caudal de humos producidos en el incendio de un camión (30 MW), factor que resultará normalmente más limitativo que el resto de las condiciones ambientales.

Por otro lado, en caso de incendio, el sistema de ventilación debería poder seguir funcionando a la temperatura que pueden resistir los bomberos equipados con aparatos de respiración (unos 250 °C), con el fin de facilitar su trabajo.

14.7.3.1 Limitación de la concentración de monóxido de carbono

El cálculo de la producción de CO se realiza partiendo de un valor base de producción por vehículo, al que se le van aplicando una serie de coeficientes cuyo valor depende de las condiciones del tráfico y del túnel. Así se tiene:

$$Q_{OCO} = q_{OCO} M K_{hh} K_s K_f L$$

Siendo:

Q_{OCO} = Cantidad horaria total de CO producida en el túnel (m³/h).

q_{OCO} = Valor base de producción de CO (m³/Km veh) (veh = vehículo).

Este valor base se considera de 0.013 m³/Km veh, para conducción sobre carretera horizontal a 60 km/h. Un motor en ralentí se considera que emite 0.5 m³/Km veh de CO. Este valor corresponde a un consumo de combustible de 1 lt/h y porcentaje de CO en los gases de escape del 6 %.

M = Volumen de tráfico (veh/h).

K_{hh} = Factor de corrección por altura sobre el nivel del mar.

Cuanto mayor sea la altura sobre el nivel del mar más pobre será el aire en oxígeno, por lo que la combustión interna se realizará más deficientemente y se producirá una mayor cantidad de CO. Los valores que toma el coeficiente K_{hh} se muestran en la tabla:

Tabla 14.4 Factor de corrección por altura sobre el nivel del mar (CO)

Altura sobre el nivel del mar (m)	400	800	1000
Factor de corrección K_{hh}	1.25	1.60	2.00

K_s = Factor de corrección por conducción en pendiente.

Cuanto más adversa sea la pendiente, mayor será el consumo de combustible y mayor la emisión de CO. A este respecto debe indicarse la necesidad de dar a los túneles la menor pendiente posible, así como a las rampas de acceso a los mismos, para que los vehículos entren en ellos en régimen estable. El valor de este factor se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 14.5 Factor de corrección por pendiente (CO)

Pendiente (%)	-4	-2	0	2	4	6
K_s	0.85	0.95	1	1.1	1.2	1.3

K_f = Factor de corrección por conducción a velocidad reducida.

Su valor se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 14.6 Factor de corrección por velocidad de conducción (CO)

Velocidad (Km/h)	5	10	20	30	40	50	60	70 y 80
K_f	6.3	3.5	2	1.5	1.2	1.1	1	0.9

L = Longitud del túnel (Km)

La cantidad de aire fresco (Q_{aire}) necesario para diluir el CO producido, (Q_{oco}), se determina a partir del último valor (en m^3/h) y de la concentración de CO permitida en el túnel (C_{co} ppm):

$$Q_{\text{aire}} = \frac{Q_{\text{oco}} \cdot 10^6}{C_{\text{co}}} (\text{m}^3/\text{h})$$

El valor obtenido es válido para una presión de aire de 760 mm Hg y una temperatura de 0 °C. Para calcular el volumen de aire requerido en las condiciones de presión y temperatura que se prevé que se tendrán en el túnel, se realiza la siguiente operación:

$$Q_{\text{aire}} = Q_{\text{aire}} \frac{P_0 T_t}{P T_0}$$

Donde:

Q_{aire} = Caudal de aire (m^3/h) para las condiciones reales de presión y temperatura.

Q_{aire} = Caudal de aire (m^3/h) en condiciones normales de presión y temperatura.

P_0 = Presión normal (760 mm Hg).

P = Presión prevista para el aire en interior del túnel.

T_0 = Temperatura normal (273 K).

T_t = Temperatura media en el punto medio del túnel.

14.7.3.2 Limitación de la concentración de dióxido nitrógeno

La producción de gases nitrosos se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q_{\text{NOx}} = q_{\text{NOx}} (M_l + K_t M_p) K_s L$$

Donde:

Q_{NOx} = Volumen de NOx producido dentro del túnel (m^3/h)

q_{NOx} = Valor base de producción de NOx; se toma el valor $1.3 \times 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{km veh.}$

M_l = Tráfico de vehículos ligeros (veh/h).

M_p = Tráfico de vehículos pesados (veh/h).

K_s = Factor de corrección por conducción en pendiente. Su valor se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 14.7 Factor de corrección por pendiente (NO)

Pendiente (%)	< 0	0	2	4	6	8	10	12
K_s	0.5	1	1.7	2.2	2.8	3.4	4.0	4.6

K_s = Factor de corrección para los vehículos pesados.

Estos vehículos producen una mayor cantidad de óxidos de nitrógeno que los vehículos ligeros. En la tabla siguiente se muestra el valor que toma este factor en función de la velocidad media a que circulen los vehículos pesados.

Tabla 14.8 Factor de corrección por velocidad de conducción (NO)

Velocidad del tráfico (Km/h)	20	30	40	50	60	> 60
K_t	8	7	5	3.5	2.5	2.5

L = Longitud del túnel (km).

El caudal de aire necesario para diluir la cantidad de NO, calculada vendrá dada por la expresión:

$$Q_{\text{aire}} = \frac{Q_{\text{CO}} \cdot 10^6}{C_{\text{NOx}}} (\text{m}^3/\text{h})$$

Siendo C_{NOx} la concentración límite (en ppm) máxima que se haya considerado.

Al igual que en el caso del CO, también aquí deberá estimarse la cantidad de aire correspondiente a la calculada en las condiciones reales de presión y temperatura que predominen en el interior del túnel.

$$Q_{\text{aire}} = Q_{\text{aire}} \frac{P_0 T_t}{P T_0}$$

Donde:

Q_{aire} = Caudal de aire (m^3/h) para las condiciones reales de presión y temperatura.

Q_{aire} = Caudal de aire (m^3/h) en condiciones normales de presión y temperatura.

P_0 = Presión normal (0.132 MPa) (132.125 KPa).

P = Presión prevista para el aire en interior del túnel.

T_0 = Temperatura normal (273 °K).

T_t = Temperatura media en el punto medio del túnel.

14.7.3.3 Reducción de la visibilidad por causa de los humos

Como ya se ha explicado en el [Numeral 14.4.3](#), la cantidad de partículas sólidas en suspensión, que son las que forman los humos y dificultan la visibilidad, producidas en un túnel, está dada por la siguiente expresión:

$$P_{v/s} = p_{v/s} (M_p + 0.08 M_t) K_{hh} K_s L$$

Donde:

$P_{v/s}$ = Cantidad de humo producido en el túnel (mg/h).

$p_{v/s}$ = Valor base de producción de humo por parte de vehículos pesados
750 mg / veh km.

M_p = Tráfico de vehículos pesados veh/h.

M_l = Tráfico de vehículos ligeros (veh/h). Se asume que los vehículos ligeros producen únicamente el 8% del humo que producen los vehículos pesados.

K_{hh} = Factor de corrección por altura sobre el nivel del mar.

Sus posibles valores se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 14.9 Factor de corrección por altura sobre el nivel del mar (partículas sólidas)

Altura Sobre El mar (m)	<400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	2000	2500	3000	3500	4000 o mas
K_{hh}	1	1.12	1.24	1.35	1.47	1.58	1.69	1.81	1.93	2.97	3.55	4.17	4.76	5.77

K_s = Factor de corrección por conducción en pendiente.

Sus posibles valores se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 14.10 Factor de corrección por pendiente (partículas sólidas)

Pendiente (%)	< 0	0	2	4	6	8	10	12
K_s	0.5	1	1.8	2.7	3.6	4.5	5.2	5.5

L = Longitud del túnel (km).

El límite superior de concentración de partículas sólidas en el aire a partir del cual se considera que la visibilidad disminuye en exceso suele tomarse como $C_{v/s} = 1.5 \text{ mg/m}^3$.

La cantidad de aire fresco necesario para mantener la concentración por debajo de los límites marcados, será:

$$Q_{\text{aire}} = \frac{P_{v/s}(\text{mg/h})}{C_{v/s}(\text{mg/m}^3)}$$

De los tres caudales de aire calculados, para diluir el CO, NO y los humos, se considerará el mayor, pues ese caudal asegurará la suficiente dilución de todas las sustancias contaminantes o peligrosas.

14.7.3.4 Potencia necesaria para la ventilación del túnel

La potencia que deben suministrar los ventiladores al flujo de aire viene dada principalmente por tres factores:

- Pérdidas de carga del caudal necesario al circular por el túnel por rozamiento con las paredes y por pérdidas en el portal y en las singularidades.
- Fuerza aeromotriz de la ventilación natural.
- El efecto pistón de los vehículos.

a) Pérdida de carga en túnel

La resistencia de un tramo del circuito de ventilación viene dada por la siguiente expresión:

$$R = 153.03 \frac{\lambda PL}{S^3}$$

Donde:

- λ = Coeficiente de pérdida de carga.
- P = Perímetro del conducto en el tramo considerado (m).
- L = Longitud del tramo considerado (m).
- S = Sección del conducto en el tramo considerado (m^2).

El coeficiente de pérdida de carga del túnel se calcula también mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = 0,7\lambda_p + 0,3\lambda_s$$

Donde:

λ_p = Coeficiente de pérdida de carga de las paredes.

λ_s = Coeficiente de pérdida de carga del suelo.

Los valores de λ_p y λ_s , se recogen en las tablas siguientes:

Tabla 14.11 Coeficiente de pérdida de carga de las paredes λ_p y suelo λ_s

SOSTENIMIENTO			λ_p
ROCA DESNUDA	pared bien recortada		0.058
	Pared con acabado medio		0.084
	Pared irregular		0.108
ROCA BULONADA	Pared bien recortada		0.058
	Pared con acabado medio		0.084
	Pared irregular		0.108
	Pared con tela metálica		0.130
ROCA REVESTIDA	Hormigón liso		0.022
	Albañilería	Buen estado	0.025
		Estado medio	0.030
		Irregular	0.040
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO			λ_p
Suelo horgominado o asfaltado			0.05
i=5 cms			0.06
i=15 cms			0.08
i=30 cms			0.108

Si se conoce la resistencia R de cada uno de los tramos del circuito de ventilación, se podrá calcular la pérdida de carga Δx a partir del caudal Q , mediante la siguiente expresión:

$$\Delta x = RQ^2$$

Sumando las pérdidas de carga que tiene el aire a lo largo de su circulación, se puede calcular la pérdida de carga total del circuito:

$$\Delta x_T = \sum R_i Q_i^2 + \sum \Delta x_s$$

Donde:

Δx_T = Pérdida de carga total del aire en el circuito de ventilación (Pa).

R_i = Resistencia aeromotriz del tramo i ($N\ S^2/m^8$).

Q_i = Caudal de aire que circula por el elemento i.

Δx_s = Pérdida de carga en las singularidades del circuito de ventilación (Pa).

b) Pérdida de carga en las singularidades

El segundo factor del segundo término que aparece en la ecuación anterior refleja, la pérdida de carga que sufre el flujo de aire a su paso por singularidades tales como entrada o salida de pozos de ventilación, el portal del túnel, trampillas, etc. La fórmula que proporciona el valor de esta pérdida de carga es:

$$\Delta X_s = R_s Q^2$$

Donde:

- ΔX_s = Pérdida de carga en la singularidad (Pa).
 R_s = Resistencia aerodinámico de la singularidad ($N s^2/m^8$).
 Q = Caudal de aire que atraviesa la singularidad (m^3/s).

El valor de la resistencia aerodinámico viene dado, igualmente, mediante la siguiente expresión:

$$R_s = \xi \frac{\gamma}{2gS^2} = \xi \frac{0.61}{S^2}$$

Donde:

- R_s = Resistencia aerodinámico de la singularidad ($N s^2/m^8$).
 ξ = Coeficiente de fricción de la singularidad.
 γ = Peso específico del aire ($12.01 N/m^3$).
 g = Aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$).
 S = Sección de la singularidad (m^2).

El valor del coeficiente ξ se indica en la **Tabla 14.12** para diferentes tipos de singularidades.

Tabla 14.12 Coeficiente de fricción de la singularidad

TIPO SE SINGULARIDAD		ξ
cambio de dirección de ángulo recto de arista vivas		1.4
Cambio de dirección en ángulo recto sin aristas	Radio interior = $\frac{1}{4}$ Radio exterior	0.6
	Radio interior = $\frac{2}{5}$ radio exterior	0.3
Emboquille		0.6
Trampilla		3.6
Enlace con pozo con aristas vivas		2
Enlace con pozo sin aristas		1

c) Fuerzas de origen climático que afectan al flujo de aire en el túnel.

Un prerequisite para que se dé este efecto es que en los portales del túnel (o los pozos y galerías de ventilación) se encuentren a cotas distintas, y que haya una diferencia de temperatura entre el aire de dentro y fuera del túnel. La diferencia, entre los portales del túnel será:

$$\Delta p_c = \gamma \frac{\Delta T}{T_m} \Delta z = 12.01 \frac{\Delta T}{T_m} \Delta z$$

Donde:

- Δp_c = Diferencia de presión entre las entradas al túnel consideradas (Pa).
 γ = Peso específico del aire en la entrada más baja ($12.01 N / m^3$).
 T_m = Temperatura media en el túnel ($^{\circ}K$).
 ΔT = Diferencia entre la temperatura media en el interior del túnel y la temperatura en la entrada más baja ($^{\circ}K$).
 Δz = Diferencia de altura entre las entradas al túnel o entre la boca del túnel y la salida del pozo de ventilación (m).

La gradiente de presiones se dirige hacia donde el aire tenga mayor temperatura, bien sea el interior o el exterior del túnel. Cuando las temperaturas son iguales, se

dan condiciones inestables. Esto es lo que suele ocurrir al final del invierno y del verano.

d) Efecto pistón de los vehículos.

La fuerza que los vehículos ejercen en el aire del túnel (resistencia aerodinámica) se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F_p = \frac{\rho}{2} \frac{i_F A_v}{\left(1 - \frac{A_v}{S}\right)} |N'(V_t - V)^2 - N(V_t + V)^2|$$

Donde:

F_p = Fuerza de efecto pistón (N).

ρ = Densidad del aire (1.23 kg / m³).

S = Sección recta del túnel (m²).

A_v = Sección recta de los vehículos:

- Automóvil: $A_v = 2$ m²

- Camiones y autobuses: $A_v = 6$ m²

i_F = Factor de forma para determinar la superficie resistente efectiva:

- Automóvil: $i_F = 0.5$

- Camiones y autobuses: $i_F = 1.0 - 1.7$

N^+ , N^- Número de vehículos que, en un momento dado, el que se considere para realizar el diseño de la ventilación, se desplazan dentro del túnel a la velocidad de diseño, en la dirección (+), o en contra (-) de la dirección del flujo de aire.

V_t = Velocidad del tráfico (m/s).

V = Velocidad del aire (m/s).

En túneles con un sólo sentido de tráfico, la fórmula para calcular la fuerza que los vehículos ejercen en el aire del túnel puede simplificarse a:

$$F_p = \frac{\rho}{2} \frac{i_F A_v}{\left(1 - \frac{A_v}{S}\right)} |N'(V_t - V)^2|$$

Deben calcularse por separado los efectos pistón de los vehículos ligeros (F_{pl}) y pesados (F_{pp}), cuya suma dará el efecto pistón total F_p :

$$F_p = F_{p1} + F_{pp}$$

Dividiendo el valor del efecto pistón total por la superficie de la sección recta del túnel se tendrá el valor de la presión que ejercen los vehículos sobre el aire del túnel:

$$P_v = F_p / S$$

Donde:

P_v = Presión de efecto pistón de los vehículos (Pa).

F_p = Fuerza de efecto pistón de los vehículos (N).

S = Sección recta del túnel (m²).

El ventilador o ventiladores que se dispongan para la ventilación del túnel deberán suministrar al caudal de aire que les atravesará un incremento de carga (ΔH) igual a la suma, con sus signos correspondientes, de las pérdidas de carga, la fuerza aeromotriz de la ventilación natural y el efecto pistón de los vehículos.

$$\Delta H = \Delta X_r + \Delta p_c + P_v$$

Donde:

ΔH = Sobrepresión producida por el/los ventilador/es (Pa).

ΔX_T = Pérdida de carga en el circuito de ventilación (Pa).

Δp_c = Fuerza aeromotriz de la ventilación natural (N/m²).

P_v = Presión de efecto pistón de los vehículos (Pa).

El ventilador que debe usarse, será aquél cuya curva característica corte a la del túnel en el punto más cercano posible a los valores de caudal y pérdida de carga calculados, si bien siempre por exceso. En el punto de funcionamiento, la potencia que el ventilador tomará de la red eléctrica está dada por la siguiente expresión:

$$W = \frac{Q\Delta H}{\eta}$$

Donde:

W = Potencia que el ventilador toma de la red (W).

Q = Caudal que suministra el ventilador (m³/s).

H = Rendimiento del ventilador (en las curvas características de los ventiladores se indican los rendimientos de estos para los distintos puntos de funcionamiento).

ΔH = Depresión producida por el ventilador (Pa).

η = Factor de eficiencia del equipo.

14.7.4 DETERMINACIÓN DEL TIPO Y NÚMERO DE VENTILADORES.

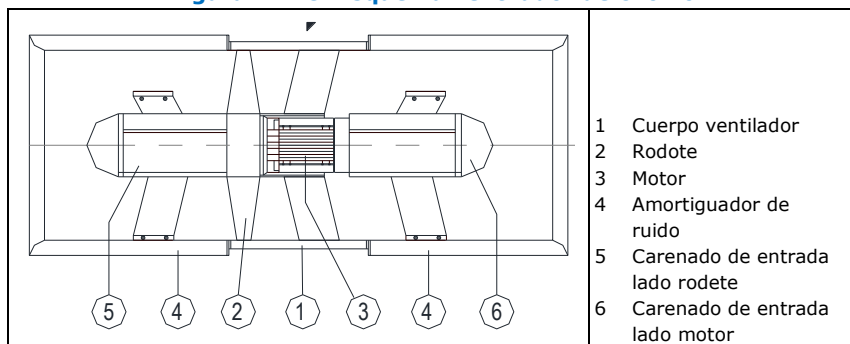
El ventilador es una turbomáquina que absorbe energía mecánica en el eje y la emplea en transportar gases a presiones suficientemente bajas para poder considerarlo incompresible.

Los ventiladores se clasifican en función de la dirección del flujo en el rodete como axiales, si el flujo sale en la dirección del eje de giro del rodete o centrífugo (de flujo radial), si el flujo sale en dirección normal a aquél. Dentro de los ventiladores axiales existen dos configuraciones diferentes empleadas habitualmente en túneles, los ventiladores axiales de gran potencia y los ventiladores de chorro.

14.7.4.1 Ventiladores de chorro

Este tipo de ventiladores a los que, también se denomina aceleradores son los empleados típicamente para los sistemas de ventilación longitudinal. Estos equipos constan de un núcleo central donde va situado el rodete, el cual sirve de soporte a los álabes fijos que se acoplan al eje de giro del motor eléctrico. El conjunto se completa con silenciadores que se acoplan a ambos lados del ventilador, para reducir el ruido producido. Estos ventiladores pueden ser reversibles o unidireccionales, en función del tipo de álabe empleado y la capacidad del motor de invertir su sentido de giro.

Los aceleradores se colocan dentro del túnel (habitualmente en el techo, aunque en casos de gálibo reducido se acoplan a las paredes laterales) aportando la energía necesaria al fluido para mover el aire en el interior del túnel. La velocidad de giro de este tipo de ventiladores es constante y asimismo el caudal impulsado y la cantidad de movimiento aportada. La regulación necesaria se consigue aumentando o disminuyendo el número de ventiladores encendidos simultáneamente.

Figura 14.18 Esquema ventilador de chorro

Figura 14.19 Ventilador de chorro

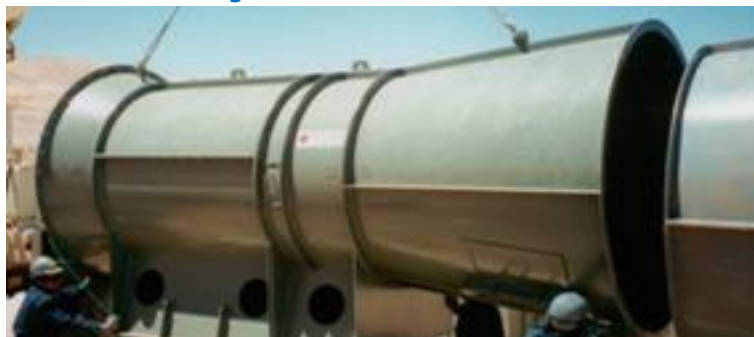

14.7.4.2 Axiales de gran potencia

Los ventiladores axiales de gran potencia son los empleados habitualmente en los sistemas de ventilación parcial o completamente transversal. La gran diferencia con los ventiladores de chorro es que ocupan toda la sección del conducto de ventilación, con lo que trabajan según una curva de funcionamiento que relaciona la presión aportada frente al caudal que lo atraviesa.

Existen varios sistemas de regulación de la curva característica de la instalación aunque los más empleados en la ventilación de túneles son dos: la modificación del ángulo de los álabes del rodete y la regulación de la velocidad de giro del motor mediante variadores de velocidad o una combinación de ambas.

El punto de funcionamiento en el que trabajará el ventilador se determina mediante el estudio de la variación de presión en el conducto (curva característica de la instalación) y de la curva de funcionamiento del ventilador.

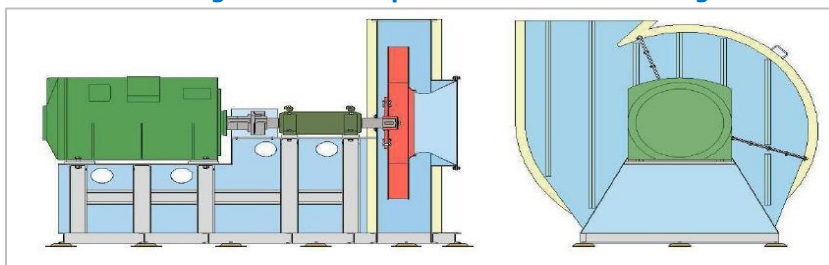
Los rendimientos de este tipo de ventiladores suele ser bastante elevados (80-85%) en su punto de funcionamiento óptimo.

Figura 14.20 Ventilador axial**14.7.4.3 Centrífugos**

Los ventiladores centrífugos son un tipo de ventiladores radiales. Normalmente se emplean para generar grandes presiones con caudales reducidos, por lo que es especialmente utilizado en la ventilación de locales técnicos y refugios de seguridad ya que el caudal a aportar no es grande pero las pérdidas de carga de la instalación es elevada (grandes longitudes de conductos suficientemente pequeños para poder situarlos bajo la calzada)

La curva de funcionamiento de estos ventiladores es similar a la de los ventiladores axiales de gran potencia, aunque normalmente no requieren emplear sistemas de regulación tan refinados como éstos por lo que, en condiciones especiales, se les suele dotar de sistemas de funcionamiento a dos velocidades distintas, para cubrir los regímenes de servicio o incendio.

Los rendimientos de este tipo de ventiladores son menores que los axiales alcanzándose valores cercanos al 70%.

Figura 14.21 Esquema ventilador centrífugo**14.7.4.4 Número y potencia de ventiladores**

El número y características de los ventiladores (tipo, potencia, etc.) dependen del tipo de túnel (longitud, sección, tráfico, situación, etc.), proyectado

A continuación se adjunta un ejemplo del cálculo de la ventilación longitudinal de un túnel:

- ✓ Sección recta: 46 m².
- ✓ Longitud: 1280 m.
- ✓ Perímetro del túnel: 30 m.
- ✓ Pendiente del túnel: 2.14%.
- ✓ Sentido de la ventilación: Descendente.

- ✓ Densidad de tráfico: 1700 veh/h.
- ✓ Proporción de veh. Pesados: 13%.
- ✓ Proporción de tráfico contrapendiente y contracorriente: 2/3.
- ✓ Revestimiento del túnel: Concreto liso.
- ✓ Características del pavimento: Asfaltado.
- ✓ Diferencia de Temperaturas: 4 °K.
- ✓ Temperatura media del túnel: 283 °K.
- ✓ Concentraciones límites:
- ✓ C_{CO}: 200 p.p.m.
- ✓ C_{NOx}: 15 p.p.m.
- ✓ Concentración de Hollin: 1.5 mg/m³.

Cálculo de las proporciones de vehículos:

- ✓ M_l = 1700 x 87 % = 1479 (vehículos ligeros/h).
- ✓ M_p = 1700 x 13 % = 221 (vehículos pesados/h).
- ✓ M_{ls} = 1479 x 2/3 = 986 (Veh. Ligeros subiendo).
- ✓ M_{lb} = 1479 x 1/3 = 493 (Veh. Ligeros bajando).
- ✓ M_{ps} = 221 x 2/3 = 147 (pesados subiendo).
- ✓ M_{pb} = 221 x 1/3 = 74 (pesados bajando).
- ✓ M_s = 986 + 147 = 1133 vehículos subiendo.
- ✓ M_b = 493 + 74 = 567 vehículos bajando.

Cálculo de la producción de CO:

$$Q_{0CO} = q_{0CO} \times M \times K_{hh} \times K_s \times K_f \times L = 0.013 \times [1133 \times 1.1 + 567 \times 0.95] \times 1 \times 1 \times 1.28 = 29.7 \text{ m}^3/\text{h}$$

El caudal de aire para diluir el CO será:

$$Q_{aire} = \frac{Q_{0CO} \times 10^6}{C_{CO}} = \frac{29.7 \times 10^6}{200} = 148.500 (\text{m}^3/\text{h})$$

Cálculo de la producción de NOx :

$$Q_{NOx} = q_{NOx} \times (M_l + M_p \times K_t) \times K_{hh} \times K_s \times L = \\ = 1.3 \times 10^{-3} [(986 + 2.5 \times 147) \times 1.7 + (493 + 2.5 \times 74) \times 0.5] \times 1 \times 1.28 = 4.4 \text{ m}^3/\text{h}$$

El caudal de aire para diluir el NOx será:

$$Q_{aire} = \frac{Q_{NOx} \times 10^6}{C_{NOx}} = \frac{4.4 \times 10^6}{15} = 293.333 (\text{m}^3/\text{h})$$

Cálculo de la producción de humos (subiendo y bajando):

$$P_{vis} = p_{vis} (M_p + 0.08 \times M_t) \times K_{hh} \times K_s \times L = \\ = 750 \times [(147 + 0.08 \times 986) \times 1.8 + (74 + 0.08 \times 493) \times 0.5] \times 1 \times 1.28 = 444.772 \text{ mg}/\text{h}$$

El caudal de aire para diluir los humos será:

$$Q_{aire} = \frac{P_{vis} (\text{mg}/\text{h})}{C_{vis} (\text{mg}/\text{m}^3)} = \frac{444.772}{1.5} = 296.514,6 (\text{m}^3/\text{h}) = 82.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

De los tres caudales de aire calculados, para diluir el CO, NO y los humos, se considerará el mayor, pues ese caudal asegurará la suficiente dilución de todas las sustancias contaminantes o peligrosas.

$$Q_{aire} = 296.514,6 \text{ m}^3/\text{h} = 82.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo de la potencia de los ventiladores

Cálculo de la resistencia aerodinámica del túnel:

$$R = 153.03 \frac{\lambda x P x L}{S^3} = 153.03 \frac{(0.7 \times 0.022 + 0.3 \times 0.025) \times 30 \times 1280}{46^3} = 1.38 \frac{N \times s^2}{m^8}$$

La pérdida de carga será:

$$\Delta X_t = R \times Q^2 = 1.38 \times 82.4^2 = 9370 \text{ Pa}$$

La resistencia aerodinámica de la singularidad del emboquille (con $\xi=0,6$ de la tabla) será:

$$R_{sing} = \xi \times \frac{0.61}{S^2} = 0.6 \times \frac{0.61}{46^2} = 1.73 \times 10^{-4} \left(\frac{N \times s^2}{m^8} \right)$$

La pérdida de carga en el emboquille:

$$\Delta X_{sing} = R_{sing} \times Q^2 = 1.73 \times 10^{-4} \times 82.4^2 = 1.17 \text{ Pa}$$

La presión de la ventilación natural (de origen térmico):

$$\Delta p_c = 12.01 \times \frac{\Delta T}{T_m} \times \Delta Z = 12.01 \times \frac{4}{283} \times 27.4 = 4.65 \text{ Pa}$$

El efecto pistón de los vehículos ligeros será:

$$F_p = \frac{12.01}{2} \times \frac{0.5 \times 2}{\left(1 - \frac{2}{46}\right)^2} |10.52 \times (16.67 - 1.79)^2 - 21 \times (16.67 + 1.79)^2| = 31681 \text{ N}$$

El efecto pistón de los vehículos pesados será:

$$F_p = \frac{12.01}{2} \times \frac{1.5 \times 6}{\left(1 - \frac{6}{46}\right)^2} |1.58 \times (16.67 - 1.79)^2 - 3.14 \times (16.67 + 1.79)^2| = 51475 \text{ N}$$

La presión del efecto pistón será:

$$P_v = \frac{F_p}{S} = \frac{31,681 + 51475}{46} = 1,808 \text{ Pa}$$

La depresión total que deben vencer los ventiladores será:

$$\Delta H = 9370 + 1.17 + 4.65 + 1.808 = 11.184 \text{ (Pa)}.$$

Suponiendo que se colocan parejas de ventiladores cada 200 m; la depresión de cada pareja será:

$$\Delta H_v = \frac{\Delta H}{L/200} = \frac{11.184}{1280/200} = 1.747,50 \text{ Pa}$$

El caudal de cada ventilador será:

$$Q_v = \frac{Q}{2} = \frac{82.4}{2} = 41.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

La potencia de cada ventilador será, suponiendo un rendimiento del 75%:

$$W = \frac{Q \times \Delta H}{\eta} = \frac{41.2 \times 1.747,50}{0,75} = 96 \text{ kW}$$

14.7.5 SALIDAS DEL AIRE VICIADO.

Con los sistemas de ventilación longitudinal el aire va en un único sentido, de manera que el aire que se succiona por una boca se expulsa por la otra. Esta ventilación se consigue mediante la colocación de ventiladores axiales en la clave del túnel, separados a cierta distancia. Los ventiladores son reversibles, es decir que se puede cambiar el sentido del flujo del aire, con tan solo invertir el giro de los ventiladores.

Este sistema de ventilación no es adecuado para túneles largos, ya que el humo del incendio que se pretende extraer, realiza todo su recorrido por el interior del túnel antes de ser expulsado, lo cual pone en peligro a los usuarios que han quedado detenidos en su interior.

Igualmente, los humos de escape expelidos por los vehículos que transitan por el túnel, se acumulan progresivamente en dirección hacia la boca de extracción.

En los sistemas de ventilación longitudinal con pozo central de extracción, el aire limpio entra por las dos bocas del túnel en sentido opuesto, convergiendo en el centro, de donde es extraído hacia arriba, a través de un pozo que existe en este punto central que comunica con la superficie, funcionando como si fuera una chimenea.

Este sistema, tiene la ventaja de que, en túneles muy largos y si la orografía lo permite, se pueden colocar varios pozos de extracción, sectorizando así el túnel en tramos de circulación longitudinal, quedando estos así independizados del resto del túnel a efectos de extracción de humos. Con unos pozos bien dimensionados, si se produce un incendio, el humo y el calor sólo afectarán a un tramo o sector del túnel, quedando el resto sin problema alguno.

Con el sistema de ventilación semitransversal se introduce aire limpio en el túnel, mediante un colector separado de la cavidad del mismo, que abastece varios ramales secundarios. Estos, comunican a su vez, con unos puntos de inyección de aire situados en el interior del túnel. Los puntos de inyección, suelen ser rejillas colocadas cada cierta distancia a lo largo de todo el túnel. El aire viciado, sale expulsado al exterior a través de las bocas del túnel, a causa de la sobrepresión creada por la inyección del aire.

Con este sistema, el humo o aire viciado transita a lo largo de todo el túnel, al igual que con los sistemas de ventilación longitudinales, pero tendrá una concentración menor que en aquellos, puesto que el humo es diluido por el aire limpio que suministran los puntos de inyección.

El sistema de ventilación transversal funciona, al igual que el de ventilación semitransversal, introduciendo aire limpio en el túnel mediante un colector, independiente de la cavidad del túnel, que abastece varios ramales secundarios, que a su vez comunican con los puntos de inyección de aire del túnel. La diferencia con el sistema de ventilación semitransversal está, en que el humo o aire viciado, es succionado a través de unos puntos o rejillas, que comunican con un colector de captación de humos. Este colector de humos es el encargado de sacar el aire viciado al exterior.

Tanto la inyección como la succión del aire, requieren de su correspondiente ventilador. En caso de incendio, el ventilador que succiona será el más vulnerable, puesto que todos los gases calientes generados por el incendio, pasarán a través de

él, cabiendo la posibilidad de que se averíe. Esta posible avería, dejaría al túnel en ventilación semitransversal, ya que los humos saldrían por las bocas.

Los puntos de inyección de aire limpio, de los sistemas semi transversales y transversales, suelen estar en los hastiales del túnel a nivel de la calzada, mientras que los puntos de succión del aire viciado, están en la clave del túnel. También se coloca en los colectores de ventilación, un falso tabique dividido en dos, que se adosa en la clave de manera que tanto la inyección como la succión se realizan por la parte superior del túnel. El mejor sistema, es el que inyecta aire desde el nivel de la calzada y succiona a nivel de la clave, porque el aire resultante en el interior del túnel es más limpio.

14.7.6 CONDICIONES DE SERVICIO.

En primer lugar se comprobará que cada sistema, tanto a nivel global, como de sus elementos constitutivos, cubre las necesidades para las que ha sido diseñado, acreditándose, en su caso, mediante los correspondientes certificados (de sistema global y de sus componentes) aportados por entidad especializada.

Se comprobará la eficacia del proceso, en particular, los tiempos de respuesta y rendimientos realmente obtenidos, ya que ello puede obligar a modificar los protocolos de actuación previstos inicialmente en el proyecto para las situaciones de servicio o incidente.

También, se comprobará el funcionamiento de los sistemas para las condiciones degradadas previstas en el proyecto, que impliquen una operatividad parcial del sistema.

A este nivel, se realizarán los ensayos con humos fríos o calientes destinados a calibrar la eficacia de los sistemas de protección y evacuación, comprobando la reversibilidad del sistema de ventilación.

Dada la íntima relación entre el Centro de Control Técnico y las distintas instalaciones que supervisa y controla, la comprobación de su funcionamiento, se podrá hacer desde la perspectiva de éste, definiendo todas las pruebas a realizar desde él, o bien desde el punto de vista de cada instalación, incluyendo en cada una de ellas las pruebas que afecten al Centro de Control Técnico.

Durante la explotación se verificarán y mantendrán los criterios y parámetros de seguridad adoptados en el proyecto y montaje de las instalaciones. En consecuencia, cualquier modificación que durante la explotación sea preciso realizar en cualquiera de las instalaciones, se analizará en detalle, garantizándose que en ningún caso se reducen los niveles de seguridad adoptados en el proyecto para el conjunto del túnel.

Asimismo, se garantizará la presencia permanente, en el Centro de Control Técnico, de personal capacitado para el manejo de las instalaciones.

Previamente a la entrada en servicio del túnel, se redactará, aprobará e implantará su correspondiente Manual de Explotación, que incluirá un Manual de Operación y un Plan de Mantenimiento de las instalaciones.

OBRAS DEL TÚNEL 22 DE LA LÍNEA 2 DEL METRO DE LIMA



CAPÍTULO XV INSTALACIONES DE EXPLOTACIÓN Y SEGURIDAD EN TÚNELES

15.1 GENERALIDADES.

Los equipamientos de explotación deben permitir que el túnel cumpla su función de circulación del tránsito y asegure el confort y la seguridad de los usuarios.

Los equipamientos de explotación deben estar adaptados a la funcionalidad del túnel, a su localización geográfica, a sus características intrínsecas, a las características del tránsito vehicular que va a soportar, a las infraestructuras existentes antes y después, a la seguridad y organización de los equipos de emergencia, a la reglamentación vigente y al entorno socio-económico y cultural.

Un exceso de equipamiento de explotación no contribuye necesariamente a un buen nivel de servicio, de confort y de seguridad en el túnel. Necesita un mayor mantenimiento y medios más importantes, que en caso de no disponibilidad pueden reducir la fiabilidad y el nivel de seguridad. La yuxtaposición o abuso también es contraproducente. Los equipamientos deben ser los adecuados, ser complementarios, solamente redundantes para funciones esenciales de seguridad y formar un todo coherente.

La seguridad de los túneles requiere una serie de medidas relacionadas con la geometría del túnel y su diseño, el equipamiento de seguridad, incluida la señalización vial, la gestión del tráfico, la formación de los miembros de los servicios de emergencia, la gestión de incidentes, la información dirigida a los usuarios sobre la mejor manera de actuar en un túnel, así como una mejor comunicación entre las autoridades responsables y los servicios de emergencia, tales como la policía, los bomberos y los equipos de rescate.

El comportamiento de los usuarios de las carreteras constituye un aspecto decisivo de la seguridad de los túneles.

Las medidas de seguridad permitirán que las personas afectadas por incidentes puedan ponerse a salvo; permitirán la intervención inmediata de los usuarios de la carretera para evitar mayores consecuencias; garantizarán la actuación eficaz de los servicios de emergencia, y protegerán el medio ambiente y limitarán los daños materiales.

Las condiciones de seguridad contemplarán todos los usuarios, incluidas las personas con discapacidad. No obstante, dado que las personas con discapacidad tienen mayores dificultades para ponerse a salvo en caso de emergencia, debe prestarse especial atención a su seguridad.

Debido al elevado costo de estas medidas, hay que poner en práctica un planteamiento equilibrado, fijando un equipamiento mínimo de seguridad, teniendo en cuenta el tipo y el volumen de tráfico previsto de cada túnel.

Las instalaciones siempre deberán quedar fuera del rectángulo del gálibo a fin de no ser afectadas por el paso del tránsito, especialmente vehículos de gran volumen.

15.2 CRITERIO DE ELECCIÓN DE EQUIPOS.

15.2.1 PARÁMETROS DE SEGURIDAD.

Las medidas de seguridad a aplicar en el túnel se basarán en un estudio sistemático de todos los aspectos del sistema compuesto por la infraestructura, los usuarios y los vehículos.

Se tendrán en cuenta los parámetros siguientes:

15.2.1.1 En túneles carreteros.

- ✓ Longitud del túnel.
- ✓ Número de tubos.
- ✓ Número de carriles.
- ✓ Ancho de carril.
- ✓ Geometría de la sección transversal.
- ✓ Alineamiento vertical y horizontal.
- ✓ Tipo de construcción.
- ✓ Tráfico unidireccional o bidireccional.
- ✓ Volumen de tráfico por tubo (incluida su distribución en el tiempo).
- ✓ Riesgo de congestión (diaria o de temporada).
- ✓ Tiempo de acceso de los servicios de emergencia.
- ✓ Presencia y porcentaje de vehículos pesados.
- ✓ Presencia, porcentaje y tipo de tráfico de mercancías peligrosas.
- ✓ Características de las vías de acceso.
- ✓ Consideraciones en materia de velocidad.
- ✓ Medio geográfico y meteorológico
- ✓ Entre otros.

15.2.1.2 En túneles urbanos.

Congestión de tránsito: Cuando un túnel tenga características especiales con relación a los parámetros mencionados, deberá llevarse a cabo un análisis de riesgo especial para establecer la necesidad de medidas adicionales de seguridad o equipamiento complementario para garantizar el adecuado nivel de seguridad.

15.2.2 ESTUDIOS Y ANÁLISIS DE RIESGOS.

Puede darse la circunstancia que las normativas, recomendaciones u ordenanzas establezcan la necesidad de elaborar un estudio específico de riesgo, el que debería considerar entre otros lo siguiente:

- ✓ Descripción de los accidentes que puedan producirse durante la fase de explotación del túnel y que afecten directamente a los usuarios.
- ✓ Naturaleza y magnitud de sus posibles consecuencias.
- ✓ Medidas adoptadas en los equipamientos para reducir la probabilidad de los accidentes y minimizar sus consecuencias.

En caso de que el túnel presentase especiales características en referencia a sus parámetros de diseño, equipamiento o circunstancias especiales en la explotación, se tendría que desarrollar un análisis de riesgo para establecer si son necesarias las medidas adicionales de seguridad o equipamiento complementario para garantizar un adecuado nivel de seguridad.

Un análisis de riesgo es un proceso en el que se realiza un estudio detallado de los riesgos asociados a la explotación de un determinado túnel (fase de análisis del riesgo), se sigue con una evaluación o determinación cuantitativa o cualitativa del

mismo (fase de evaluación del riesgo), lo cual permitirá decidir al gestor bajo qué condiciones se desarrollará la explotación del túnel en función de la comparación de su nivel de riesgo con unos patrones de referencia determinados (fase de reducción del riesgo y planificación de medidas de seguridad).

Los análisis de riesgo serán realizados, cuando resulten necesarios, por un organismo funcionalmente independiente del gestor del túnel. El contenido y los resultados de los análisis de riesgo se incluirán en el estudio de riesgo del proyecto que se remita a la autoridad administrativa, para recabar las autorizaciones pertinentes. Los análisis de riesgo seguirán obligatoriamente una metodología detallada y bien definida, en consonancia con las normas disponibles, la cual será objeto de aprobación por la autoridad administrativa.

Dado que existen un número ilimitado de posibilidades relacionadas con la aparición de sucesos peligrosos y es imposible tener en cuenta todas las situaciones, el análisis de riesgo se ha de limitar a un cierto número de escenarios representativos. Por tanto, es un modelo más o menos simplificado de la realidad pero que proporciona una mejor comprensión de los procesos relacionados con el riesgo.

15.2.3 ORGANIZACIÓN Y MEDIOS.

El Administrador de un túnel es el equipo de personas que representan al titular del túnel sobre el terreno y se encargan de su explotación; empero, la gestión del túnel frecuentemente es más compleja, ya que las responsabilidades y competencias están distribuidas entre diferentes agentes.

El Administrador ha de coordinar con diferentes actores (propietario o titular, autoridades públicas, autoridades de tráfico, servicios de emergencia, subcontratistas, bomberos, usuarios y otros) a fin de asegurar un buen servicio y gestionar las incidencias de la forma más adecuada y efectiva posible.

La organización y el comportamiento de los responsables de la explotación son factores decisivos para garantizar la seguridad de los usuarios frente a un incidente.

Tabla 15.1 Puntos a describir

PUNTOS A DESCRIBIR	CONTENIDO
1. Organigrama de la organización de la explotación del túnel, funciones y responsabilidades.	Describir como mínimo: - Organigrama de la explotación, agentes implicados en la explotación (control, vigilancia, mantenimiento de obra y equipamientos, mantenimiento de comunicaciones, software y hardware, emergencia). - Descripción de las funciones a realizar por el Administrador. - Definición de las responsabilidades de cada equipo de trabajo de la explotación.
2. Tareas a realizar.	Describir las tareas a realizar para cumplir con cada una de las funciones de explotación del túnel.
3. Medios humanos y materiales.	Describir los medios humanos, materiales e instalaciones necesarias para realizar las tareas de la forma más adecuada, detallando si es necesario subcontratar medios o el explotador dispone de medios propios, previendo situaciones excepcionales.
4. Organización del Administrador con los gestores del túnel.	Describir las relaciones con el resto de agentes involucrados en la gestión del túnel, definiendo los informes a transmitir y los canales de transmisión.

15.2.4 PLANES DE SEGURIDAD E INTERVENCIÓN (PSI).

El objetivo del PSI es definir la organización y las funciones del personal de la explotación para las diferentes situaciones susceptibles de poner en peligro la seguridad de las personas, así como las modalidades de alerta de los servicios de intervención exteriores y de coordinación con ellos. Se han de tener en cuenta todos los tipos de personas y edades, con especial atención a las personas con movilidad reducida o discapacitados.

El PSI tiene que describir entre otros:

- ✓ La organización de mando y la coordinación de los medios del Administrador, distinguiendo los diferentes niveles de responsabilidad.
- ✓ Las modalidades de vigilancia y de alerta interna y externa.
- ✓ Los casos de no disponibilidad de equipamientos o de personal suficiente para atender la seguridad de forma satisfactoria.
- ✓ Las situaciones relacionadas con el tráfico o con el entorno próximo del túnel que puedan obligar a un cierre del mismo.
- ✓ Los principios generales de las operaciones del Administrador y sus relaciones con los procedimientos propios de los servicios de intervención exteriores en función de las diversas situaciones.
- ✓ La naturaleza de los medios a disponer en cada caso teniendo en cuenta las exigencias relacionadas con la acción de los servicios de intervención exteriores.
- ✓ Las disposiciones a tomar en materia de gestión del tráfico en el túnel así como sobre las vías de acceso y salida.
- ✓ Los dispositivos de registro destinados a guardar la información sobre los sucesos, decisiones y acciones ocurridas durante la explotación.

El PSI solo ha de considerar aquellos acontecimientos susceptibles de poner en peligro la seguridad de las personas. Estos pueden tener su origen en:

- ✓ El tráfico o el entorno del túnel.
- ✓ El equipamiento del túnel o en los medios humanos encargados de la explotación.

Para cada acontecimiento relacionado con equipos o medios humanos hay que definir dos niveles:

- ✓ El primer nivel define aquella situación a partir de la cual es necesario disponer medidas compensatorias para hacer frente a la incidencia. La explotación está afectada pero se mantiene la seguridad. Es la situación denominada "funcionamiento en modo degradado".
- ✓ El segundo nivel define aquella situación a partir de la cual la situación del túnel es crítica y al no poder asegurar la seguridad hace necesario su cierre.

Tabla 15.2 Estado del nivel

ESTADO	DEFINICIÓN DEL ESTADO	MEDIDAS A TOMAR
Normal	X equipos en funcionamiento.	
Degradado	Cuantificación de la disponibilidad de equipos. Medidas compensatorias. Duración máxima admisible.	Mantenimiento acelerado o de urgencia según casos.

Las acciones a activar para hacer frente a un suceso se presentan en dos niveles:

- ✓ Dentro del PSI definiendo los principios generales de la acción.

- ✓ Dentro del Manual de Operaciones en aquellos aspectos de la puesta en marcha operacional de las disposiciones del PSI.

Esta distinción es importante ya que el PSI se limita a los principios generales de la acción en caso de incidentes mayores, mientras que el Manual de Operaciones es más detallista y trata además situaciones corrientes de explotación que no corresponden al PSI.

Se realizarán cuadros sinópticos de procedimiento de actuación describiendo los principios generales para cada situación.

El PSI tendrá también que contemplar ciertas condiciones particulares de explotación, que puedan conducir a adaptar las disposiciones generales contenidas en el propio PSI.

La elaboración del PSI se ha de apoyar en los conocimientos adquiridos del análisis de escenarios tenidos en cuenta en el estudio específico de riesgos.

El PSI es un documento vivo que se ha de actualizar cada vez que se produzca un cambio significativo en la organización y/o instalaciones, o después de algún incidente, accidente o simulacro de cuyo análisis a posteriori se deriven nuevos conocimientos o consideraciones. Así mismo el PSI ha de ser un documento coherente con otros planes con los cuales pueda tener algún tipo de interacción (ejemplo: plan de gestión de tráfico, plan de equipos de intervención exterior y otros). Lo elaborará el Administrador del túnel durante la fase previa a la puesta en servicio y se irá actualizando cuantas veces sea necesario.

La [tabla 15.3](#) presenta un esquema general del contenido del PSI que deberá ser adaptado en función de las especificidades particulares de cada túnel:

Tabla 15.3 Esquema del psi

ESQUEMA DEL PSI	CONTENIDOS Y ELABORACIÓN
1. Introducción	- Datos del túnel. - Participantes en la elaboración. - Precisar si la elaboración se realiza según un estado de referencia en el caso de una obra nueva o una modificación substancial del túnel, o bien según el estado efectivo en el momento de elaboración del documento en caso de un túnel en servicio. - Indicar el periodo de validez. - Relación con otros documentos de explotación, principalmente con el Manual de Explotación. - Relación con otros planes de intervención existentes.
2. Descripción del túnel	Realizar una descripción del túnel que proporcione suficiente información sobre las características del túnel, tanto de obra civil como de equipamientos de explotación y seguridad.
3. Organización de la explotación	- Listado de intervinientes en la explotación. - Descripción de su rol. - Descripción de las relaciones entre los diferentes intervinientes tanto propios como exteriores si es el caso. - Descripción de las condiciones de explotación corriente y la organización de la disponibilidad de cada uno de los intervinientes. - Niveles de responsabilidad y organización de mando. - Modalidades de coordinación de medios internos. - Modalidades de coordinación con los medios externos. - Trazabilidad de los sucesos, decisiones y acciones.

ESQUEMA DEL PSI	CONTENIDOS Y ELABORACIÓN
4. Cuadro evolutivo de la actuación exterior.	Los actores exteriores pueden ser: las autoridades administrativas, servicios de gestión del conjunto del itinerario o de la red, servicios médicos y de socorro, bomberos, policía, asistencia en carretera, subcontratistas, etc. - Relación entre ellos y definición de sus responsabilidades. - Relación entre ellos y la explotación. Descripción somera de la organización de los servicios de intervención exteriores. Para cada servicio habría que: - Difundir las funciones generales. - Medios humanos y materiales susceptibles de ser utilizados. - Medios para ser avisados. - Precisión de la modalidad de sus intervenciones.
5. Dispositivos generales de aviso y alerta.	Esquema general de alerta precisando las modalidades de transmisión de la alerta de todos los servicios según el punto de llegada de la alarma. Las coordenadas de los diferentes servicios serán anexadas al esquema. Una lista tipo de información a transmitir en el momento de la alerta de los servicios facilitará la coordinación.
6. Explotación degradada y condiciones mínimas de explotación.	Definición, para cada familia de equipamientos o combinación de familias, las condiciones nominales de funcionamiento, las modalidades de explotación degradada, así como las condiciones mínimas de explotación. En el estado degradado y en condiciones mínimas de explotación, la definición del estado de funcionamiento se hará precisando: - Cuantificación del límite de indisponibilidad. - Medidas compensatorias a disponer. - Duración máxima admisible de la situación especial. - Precisión de las disposiciones a considerar en caso de cierre del túnel.
7. Tablas sinópticas	Estas tablas sinópticas serán el resultado de una reflexión conjunta con los servicios de intervención exteriores sobre la base de los posibles escenarios de incidencias. Para cada incidencia o familia de incidencias, la tabla correspondiente mostrará los principios generales de acción de los diferentes actores intervinientes en el tratamiento de la situación de crisis.
8. Glosario de términos especializados	Es aconsejable recordar en el documento la definición de los principales términos especializados utilizados.
9. Listado de destinatarios del PSI	Para facilitar la difusión del documento, sobretudo en sus revisiones y actualizaciones.
10. Anexos.	Documentación que se considere necesaria.

15.3 INSTALACIONES DE SEGURIDAD EN TÚNELES.

La adopción del nivel de equipamiento con el que se pretende dotar al túnel depende básicamente del nivel de tránsito que soporte el mismo; a mayor volumen circulatorio, y sobre todo con circulación de vehículos pesados o mercancías peligrosas, aumenta la probabilidad de que se produzcan incidencias en su interior, por lo que más completas tendrán que ser las instalaciones de explotación y seguridad. En cambio, en túneles cortos, de vías secundarias muchas veces no se dispone casi ninguna instalación, ya que su costo de implantación y mantenimiento, no se justifica por el nivel de tránsito.

15.3.1 CONTROL DE TRÁFICO, SEÑALIZACIÓN Y BALIZAMIENTO.

- ✓ Señalización en los accesos al túnel.
- ✓ Instalaciones semafóricas.
- ✓ Barreras de cierre de túnel en portales en caso de incidencia.

- ✓ Paneles aspa-flecha luminosos para determinación de carriles abiertos a la circulación y sentido.
- ✓ Señales luminosas de limitación de velocidad.
- ✓ Paneles luminosos de mensaje variable.
- ✓ Señalización horizontal.
- ✓ Balizamiento lateral.
- ✓ Aforadores.
- ✓ Postes SOS con pulsadores de alarma e intercomunicadores con centro de control.
- ✓ Controladores de gálibo.

15.3.2 SISTEMAS CONTRA INCENDIO.

Seguridad ante incendios. Algoritmos programados.

Junto a los postes SOS se instalan extintores (también BIEs* según casos) de manera que puedan ser utilizados por los usuarios, con un sistema de detección de utilización que da la alarma en el Centro de Control (también se detecta si son sustraídos). Estos postes estarán convenientemente señalizados lumínicamente para su fácil y rápida localización.

(*) Bocas de Incendio Equipadas

Red de agua a presión o columna seca de lucha contra incendios y postes de incendio (hidrantes) regularmente espaciados en el interior del túnel y portales, con protección contra heladas si fuera el caso.

Sistemas de detección automática de incendios: Permiten detectar la presencia del fuego bien sea por un aumento de temperatura (cable detector lineal de incendios) o por un incremento súbito en el nivel de humos.

15.3.3 VENTILACIÓN Y EXTRACCIÓN DE HUMOS.

- ✓ Tipos de ventiladores:
- ✓ Ventiladores de chorro.
- ✓ Toberas.
- ✓ Anemómetros

En situaciones excepcionales, el operario debe disponer del dato de la velocidad de flujo previo de aire en el tubo afectado.

El equipo de medida encargado de proporcionar el dato de la velocidad del aire dentro del tubo es el anemómetro.

Estos equipos, especialmente los de hélice, son muy sensibles, por lo que es recomendable ser muy cuidadoso en su instalación, puesta en marcha y calibración final.

En cuanto a la instalación, conviene seguir ciertos criterios lógicos:

- ✓ Ubicación longitudinal. Elegir una sección representativa del túnel, alejada de obstáculos (paneles, ventiladores). Descartar por tanto, sobreanchos, entrada de galerías transversales, etc.
- ✓ Ubicación transversal. La distribución de velocidades en una sección del túnel debido al régimen turbulento no presenta un valor uniforme, es decir, la velocidad medida por los anemómetros situados cerca del revestimiento del túnel es inferior a la velocidad media en toda la sección. Dependiendo de la

cercanía del anemómetro al revestimiento, los factores de corrección pueden llegar a 1.2 o incluso 1.3 en túneles con acabado tipo Austríaco.

- ✓ Posicionamiento. Dependiendo del tipo de anemómetro, es importante su posicionamiento. Así por ejemplo, los anemómetros de hélice deben instalarse con su eje lo más coincidente posible con la dirección del flujo del aire.

De cara a la puesta en marcha, conviene recordar la importancia de eliminar el error inicial de off-set. En los anemómetros de hélice, este error se elimina de una forma sencilla ajustando el valor inferior de medida (habitualmente 4 mA) cuando las aspas del equipo se hallan retenidas.

Una vez realizada una cuidadosa instalación y puesta en marcha, sólo resta proceder a la calibración del aparato, intentando obtener el coeficiente adecuado que corrija el error debido a la distribución no uniforme de velocidades dentro del túnel.

Para ello, la mejor opción es realizar un ensayo de medida para cada equipo. Esto sin embargo tiene la contrapartida del importante esfuerzo económico que supone realizarlo para cada equipo y las molestias ocasionadas para implementarlo en túneles abiertos al tráfico.

Por último, y para facilitar la labor de lectura e interpretación de los datos aportados por los anemómetros, se aconseja implementar mediante software un algoritmo que corrija los saltos bruscos de los valores entre un intervalo de medida y el siguiente, consiguiéndose así una representación continua de la velocidad dentro del túnel.

15.3.4 ILUMINACIÓN.

Instalación de iluminación de las distintas zonas. Como ayuda a la iluminación del túnel puede ser conveniente la disposición de hitos reflectantes en los laterales del túnel que permitirían guiar a los vehículos en caso de falla de la iluminación. En túneles importantes estos hitos son luminosos (actualmente con tecnología Led y regulables) y están conectados al sistema SAI (Sistema de alimentación ininterrumpida).

15.3.5 SUMINISTRO ELÉCTRICO.

Las fuentes de energía son indispensables para el funcionamiento de los equipos. Según el equipamiento la potencia a necesitar puede ser importante y no siempre está disponible en las cercanías. Desde el inicio del proyecto deben tomarse las medidas necesarias para asegurar el refuerzo y la fiabilidad de las líneas existentes, o como ocurre frecuentemente, la necesidad de tender nuevas líneas.

Cada túnel es un caso particular y debe ser objeto de un análisis específico en función de su situación geográfica, del conjunto de las líneas eléctricas existentes, de las condiciones de alimentación prioritarias o no, de las posibilidades de aumentar o no la potencia, de la fiabilidad de las líneas existentes, de los riesgos inherentes al túnel de las condiciones de intervención de los servicios de emergencia.

Si el túnel dispone de varios transformadores, es importante establecer un anillo de interconexión entre ellos, para dar suministro por diferentes caminos o aislar un tramo sin que se vea afectado todo el conjunto. Es fundamental que este anillo esté protegido del fuego, normalmente a través de canalización subterránea.

En caso de corte del suministro eléctrico, hay que prever unos sistemas de alimentación alternativo de emergencia, de manera que permita su funcionamiento durante un cierto periodo de tiempo. Los dispositivos más habituales para estos casos son:

- ✓ Alimentación asegurada desde la red pública con 2 o más alimentaciones en malla con conexiones a segmentos diferentes de la red de media o baja tensión. Esta opción es complicada según la situación geográfica del túnel.
- ✓ Disponer de uno o más grupos electrógenos lo cual dará un mayor plazo para establecer las medidas. En todos los casos, con o sin grupo, se dispondrá de un sistema SAI, al que estarán conectadas solamente las instalaciones básicas para la seguridad y para las condiciones mínimas de explotación.

15.3.6 EQUIPAMIENTO ELÉCTRICO.

El túnel dispondrá de un sistema SAI (Sistema de Alimentación Ininterrumpida), mediante baterías autónomas, al cual estarán conectados todos los elementos básicos de seguridad. Este sistema permite que en caso de falla del suministro eléctrico (instantes entre el corte de suministro y la puesta en marcha del grupo electrógeno), o en caso de agotamiento del combustible del grupo, disponer de un intervalo de tiempo suficiente para poder tomar las medidas y decisiones necesarias de seguridad.

15.3.7 CIRCUITO CERRADO DE TELEVISIÓN.

Permite desde el centro de control observar directamente y en tiempo real, mediante un conjunto de monitores, la circulación de los vehículos y detectar rápidamente cualquier incidente.

Las cámaras, que pueden ser fijas o direccionales, normalmente se sitúan en la zona alta de la sección (clave) y habitualmente a una distancia de 100 m. evitando que queden zonas en sombra. En zonas determinadas se pueden instalar más cámaras como zonas de acceso a galerías de evacuación, en los exteriores para la vigilancia de los accesos y portales (muy importante que estas sean direccionables), o alguna en contrasentido, en la boca del túnel, para evitar la falta de visibilidad por el deslumbramiento exterior.

El nivel de iluminación del túnel influye en la calidad de la imagen por lo que hay que tenerlo en cuenta, aunque actualmente hay cámaras de gran sensibilidad cromática incluso con bajos niveles de iluminación.

Es conveniente la instalación de un sistema videograbador para poder dejar constancia de ciertos incidentes.

15.3.8 DETECCIÓN AUTOMÁTICA DE INCIDENCIAS (DAI).

La detección automática de incidentes es una herramienta imprescindible para una óptima explotación de túneles carreteros. Esta herramienta se articula en torno al centro de explotación encargado día y noche de garantizar el tratamiento de los problemas que puedan producirse.

El objetivo principal de la detección automática de incidentes es utilizar la propia instalación de cámaras de video vigilancia y avisar al operador ante la presencia de un hecho que perturbe la fluidez del tránsito o que ponga en peligro la seguridad de los usuarios de la carretera.

El DAI por medio de imágenes es una tecnología que permite la detección automática y en tiempo real de incidentes de tránsito basada en técnicas de

procesado digital de imágenes. El sistema permite, mediante análisis de las imágenes de video proporcionadas por las cámaras instaladas dentro del túnel, detectar de forma automática cualquier situación anómala a la vía (vehículos parados, disminuciones bruscas de velocidad, retenciones, peatones en calzada, vehículos circulando en sentido contrario, etc.), a fin de poder informar al centro de control y a los usuarios con antelación suficiente acerca de tales incidentes y preservar la seguridad.

15.3.9 SISTEMA DE COMUNICACIONES.

Un cable coaxial radiante es un cable coaxial estándar, al cual se le han realizado unas perforaciones en el conductor exterior.

Al contrario de lo que ocurre con el resto de los cables coaxiales, cuyo objetivo es que tengan las menores pérdidas posibles, en un cable radiante se intenta que pierda señal de una manera controlada. Al perder señal el cable, dicha señal pasa al exterior y se proporciona cobertura en el túnel.

El objetivo principal es hacer que el cable radiante pierda de la manera más efectiva posible (pérdidas de acoplamiento) solo la señal necesaria en la banda de frecuencias que nos interese, y que a pesar de ello tenga bajas pérdidas longitudinales para poder llegar lo más lejos posible.

15.3.10 GESTIÓN CENTRALIZADA (SALA TÉCNICA Y DE CONTROL).

En los túneles de mayor importancia, generalmente se construye un centro de control o centro de explotación desde el que se vigila y controlan todas las instalaciones y operaciones del túnel. El edificio del centro suele situarse junto a uno de los portales del túnel o en una zona intermedia, si desde un mismo centro se controlan una serie de túneles próximos. En el centro se recopila toda la información proveniente de todos los sistemas y se mandan las órdenes oportunas a los equipos mediante un sistema Supervisión, Control y Adquisición de Datos (SCADA). Cuenta con presencia continua de personal de vigilancia y paneles sinópticos. En él se ubican todos los medios materiales y humanos necesarios para el mantenimiento y la explotación (aplicaciones informáticas, comunicaciones, maquinaria, talleres, repuestos, personal de operación y mantenimiento).

15.3.11 ESTACIONES REMOTAS.

Se establecerán diversos puntos de concentración de señales por zonas de túnel y de ahí serán reenviadas al sistema central de control (centro de control). Formando parte del sistema de gestión centralizada (SGC) con los sistemas de adquisición de información, transmisión y control centralizado y telemando.

15.3.12 EQUIPAMIENTO HIDRÁULICO.

Red de extinción de incendio en el túnel. Recuperación de aguas de infiltración del túnel, recogidas en el propio punto, para posibles usos, recordando que no es agua potable y no debe haberse mezclado con aguas procedentes del sistema de drenaje general. Es un sistema separativo.

Si el túnel presentase un punto bajo en su trazo, deberá instalarse una estación de bombeo con bombas de accionamiento automático. A su vez se dispondrá en la estación, de una bomba adicional a las necesarias, con objeto de poder utilizarse en caso de avería.

15.4 INSTALACIONES DE RESERVA.

15.4.1 PRISMA DE RESERVA.

Es indispensable tener en cuenta todos los cables necesarios para la puesta en servicio del túnel y su protección contra incendio, así como las disposiciones que permitan su sustitución total o parcial y la incorporación necesaria de otras redes a lo largo de la vida del túnel.

Previsiones a mediano plazo de las redes exteriores susceptibles de pasar por el túnel. Interferencias entre redes, técnicas y reglamentarias, que fijan la interdistancia entre ellas.

TÚNELES CARRETEROS EN EL TRAMO 4 AZANGARO- INAMBARI DE LA IIRSA SUR



PARTE V CONSERVACIÓN O MANTENIMIENTO EN TÚNELES

CAPÍTULO XVI MANTENIMIENTO Y REPARACIONES EN TÚNELES

16.1 GENERALIDADES.

A fin de incrementar la vida útil de las obras subterráneas es conveniente llevar a cabo un mantenimiento continuo, reparando los desperfectos que puedan tener lugar con el paso del tiempo. En otros casos, con obras de mayor magnitud, lo que se requiere es una adaptación de la sección a nuevas exigencias del tránsito.

Los túneles excavados en terrenos de mala calidad o con abundante presencia de agua, tienden a deteriorarse con mayor rapidez, pudiendo afectar a la seguridad de la circulación.

De manera general el mantenimiento, es el conjunto de actividades destinadas a cuidar la seguridad del túnel para prevenir el desarrollo de deterioros en todos los componentes de la estructura de sostenimiento y del revestimiento que son generadas por las fallas e inestabilidad del terreno, con la finalidad de corregirlas y disminuir el impacto en la circulación, riesgos de accidentes y mayores deterioros en la estructura del túnel.

En todos los casos las reparaciones interfieren con el tránsito, lo que eleva el costo de las mismas por bajos rendimientos y en algunos casos implican la necesidad de interrumpir el tránsito en el túnel durante las obras con los consiguientes perjuicios a los usuarios o a la economía de la zona.

El conocimiento del estado de conservación de un túnel, concebido como una estructura formada por el revestimiento y el terreno encajante, requiere la creación de un base de datos relativos a su historia, geología y evolución de su patología, que debe estar permanente actualizada.

16.2 PATOLOGÍAS DE TÚNELES.

El agua suele ser la causa principal de muchos de los problemas de conservación que presentan los túneles, afectando tanto al revestimiento, al sostenimiento y al terreno adyacente.

16.2.1 DEGRADACIÓN DEL TERRENO.

El terreno está expuesto a degradaciones por diversas causas:

- ✓ El agua en circulación tiene gran cantidad de efectos nocivos: arrastre de finos, disolución de sales como yesos o carbonatos, hinchamiento o expansión de arcillas, desaparición de la cohesión en juntas rellenas de arcillas.
- ✓ El terreno por sí mismo también puede llegar a ser inestable: descompresiones, fallas activas, hundimiento de cavidades kársticas.
- ✓ Causas artificiales: vibraciones debidas al paso de un ferrocarril, excavación de otro túnel cercano, voladuras en zonas próximas, presencia de sustancias corrosivas en aguas subterráneas.
- ✓ Otros.

16.2.2 DETERIORO DEL SOSTENIMIENTO Y DEL REVESTIMIENTO.

Las causas de inestabilidad del sostenimiento o del revestimiento son más numerosas y frecuentes.

- ✓ Sostenimiento o revestimiento inadecuado o insuficiente para el terreno existente debido a un estudio o a una construcción deficiente.
- ✓ Modificación de condiciones de explotación como vibraciones, emisiones contaminantes de los vehículos.
- ✓ Envejecimiento de los ligantes hidráulicos por descomposición, fatiga debida a vibraciones, reología del material, etc.
- ✓ Fisuración debido a la variación de temperaturas o a presencia de hielo. Los ciclos hielo-deshielo provocan tensiones y crecimiento de fisuras por el aumento de volumen que experimenta el agua al congelarse.
- ✓ Acción del agua: ataque y disolución del cemento, corrosión de las armaduras, aumento de la presión sobre el revestimiento. El agua fluyente es capaz de deteriorar simultáneamente el terreno adyacente, el sostenimiento y el revestimiento. Los morteros, especialmente los de cal, disminuyen su resistencia y adoptan un comportamiento frágil. Los huecos y la fisuración facilitan la circulación del agua y ésta por dilución o erosión puede agrandar su tamaño. Disolución de los compuestos solubles o formación de sales solubles y lixiviación. Formación de compuestos insolubles que al recrystalizar se expanden creando tensiones. Algunos efectos de la acción del agua pueden provocar sobrecargas en la estructura.
- ✓ Acción del fuego: En caso de incendio en el interior del túnel, los diferentes componentes del revestimiento sufren modificaciones a medida que aumenta la temperatura, pudiendo llegar el colapso del mismo a partir de 900 °C. La sensibilidad del concreto al fuego depende de los áridos utilizados, siendo los calizos menos afectados que los silíceos al tener los primeros menor coeficiente de dilatación térmica. Un aspecto que va a favor del comportamiento del concreto frente al fuego es la baja conductividad térmica.

16.3 MÉTODOS DE ESTUDIO.

La primera actividad que se debe llevar a cabo para determinar las causas de la inestabilidad de un túnel, es la recopilación de la información existente. Del túnel ha de existir un estudio geológico previo, un proyecto constructivo, un seguimiento de la obra y un proyecto de liquidación o según lo construido. También hay que disponer de datos de la auscultación realizada durante y tras la excavación. Creación de una base de datos que debería ser actualizada.

Esta documentación ha de aportar datos de:

- ✓ Geología de la zona, estado y calidad de la roca atravesada durante la perforación.
- ✓ Método de excavación, sostenimiento y revestimiento empleados. Datos y dimensiones de los mismos.
- ✓ Incidencias ocurridas durante las obras.
- ✓ Periodicidad de la auscultación y movimientos detectados con la misma.

Una vez reunidos los datos previos, se pasa al estudio concreto de los daños existentes. Los métodos de estudio son básicamente: inspección visual, sondeos y geofísica. Es básico conocer las causas del deterioro antes de proceder a la reparación.

Deben conocerse los estados del revestimiento, con su estado tensional, trasdós y terreno adyacente, si hay presencia de agua saber caudal, presión, agresividad de la misma, modo de circulación y temperatura.

Para el estudio se pueden utilizar técnicas destructivas o no destructivas.

16.3.1 INSPECCIÓN VISUAL.

Con la inspección visual se trata de determinar, recorriendo el túnel con los equipos e iluminación necesaria, cómo se encuentra exteriormente el revestimiento en cada punto. Es conveniente marcar puntos de referencia métrica (cada 5 o 10 m) para poder situar exactamente cada incidencia observada.

Otro trabajo que puede resultar complementario a la inspección visual es la realización de secciones transversales, con medios topográficos, en zonas donde se hayan observado deformaciones con respecto a la geometría original del túnel, para poder evaluar con precisión la magnitud de la deformación.

Los aspectos que es necesario comprobar y anotar durante la inspección suelen ser:

- ✓ Tipo de revestimiento, que puede variar según zonas.
- ✓ Grado de deterioro del revestimiento: sano, deterioro superficial, caídas de material desde la clave, descomposición del material, fisuras, grietas, despostilladuras, delaminaciones, deformaciones y otros.
- ✓ Presencia de agua: seco, humedades, eflorescencias, filtraciones (gotas/min), flujo continuo de agua (determinar caudal).
- ✓ Otras observaciones complementarias.

La inspección visual se representa en forma de gráfica

16.3.2 SONDEOS.

Otro sistema para obtener información sobre el estado del revestimiento y del terreno adyacente es efectuar sondeos a rotación con la recuperación del testigo. Los sondeos tendrán la longitud que se estime necesaria o con posibilidades de ejecución a fin de conseguir la información solicitada respecto a:

- ✓ Tipología, espesor y grado de alteración del revestimiento. Del testigo obtenido, procurando obtenerlo de manera lo menos alterada posible, se pueden tallar probetas para ensayo a compresión simple, lo que proporciona una información adicional al estado de degradación del revestimiento.
- ✓ Tipo y estado del terreno que rodea al túnel. A las muestras de estos materiales se les puede efectuar también ensayos geológicos y geotécnicos proporcionando mayor información.

16.3.3 MÉTODOS GEOFÍSICOS.

Los sondeos solamente nos pueden proporcionar informaciones puntuales de las zonas donde se han realizado por lo que es conveniente complementarlos con estudios geofísicos que amplían notablemente la zona de estudio.

Los métodos geofísicos son relativamente económicos y fáciles de ejecutar, por lo que puede reconocerse el túnel en toda su longitud y contorno de forma continua. Es rápido y no destructivo por lo que pueden realizarse manteniendo el túnel en servicio, solamente con algunos cortes nocturnos.

Los métodos geofísicos más utilizados son: métodos sísmicos, impactecho, georadar y la termografía.

- ✓ **Métodos sísmicos:** Basados en el estudio y medición de la propagación de una onda sonora de compresión y/o cizalla a través del medio, generada por un impacto mecánico. Las propiedades mecánicas se estiman a partir de la velocidad de propagación.
- ✓ **Impactecho:** Basado en la reflexión de ondas al incidir sobre la interface de dos medios con distinta impedancia acústica.
- ✓ **Georadar:** La técnica del georadar consiste en emitir, mediante una antena situada junto al intradós del revestimiento del túnel, ondas de radar hacia el interior del terreno. Las ondas sufren una serie de reflexiones, atenuaciones, etc., en función de las características del material atravesado, y regresan al túnel, donde son captadas por otra antena reflectora. Los datos se amplifican y se transmiten a un ordenador. Un programa especial recibe los datos en tiempo real y los almacena.

Las ondas de radar son ondas electromagnéticas, situadas en una banda entre los 10 y los 1000 MHz de frecuencia. Variando la frecuencia de onda se consiguen distintas penetraciones. A mayores frecuencias la longitud de onda es menor, por lo que la sensibilidad del método es mayor pero su alcance más reducido. Por el contrario, con ondas de longitud mayor y menor frecuencia, el alcance es mayor y la sensibilidad menor. Los alcances típicos oscilan entre 1-3 m y 10-20 m en función del tipo de información pretendida. Este equipo va montado sobre un elemento móvil que le permite desplazarse a lo largo del túnel y los datos obtenidos se referencian al marcaje kilométrico.

Posteriormente los datos serán representados y analizados por técnicos especialistas con software especializado. Puede ser conveniente acompañarlo de algún sondeo para determinar alguna dimensión.

- ✓ **Termografía:** Permite determinar la radiación térmica emitida por el revestimiento, resultando la distribución de temperatura en la superficie. La termografía consiste en medir la temperatura del revestimiento del túnel mediante un termopar, que tiene una sensibilidad de 0.1 °C. Se mide la temperatura en diferentes puntos del perfil (clave, hastiales) con separación de perfiles de unos 5 m. Posteriormente se representa la temperatura obtenida en función del punto kilométrico.

Los puntos con temperaturas inferiores generalmente representan zonas con fluencia de agua y las zonas más calientes pueden indicar cavidades o circulaciones de aire. Hay que tener presente el efecto de la cercanía a las bocas del túnel, donde la temperatura es mayor en verano y menor en invierno que en las zonas centrales del túnel.

16.4 MÉTODOS DE REPARACIÓN.

16.4.1 REPARACIONES PROVISIONALES.

Se puede mencionar las siguientes:

- ✓ Cerchado.
- ✓ Pernos de anclaje en la roca.
- ✓ Anclaje del revestimiento.
- ✓ Congelación.
- ✓ Limpieza, reparación somera.
- ✓ Puntales, contrafuertes.
- ✓ Entre otros.

16.4.2 REPARACIONES EN TÚNELES NO REVESTIDOS.

Se puede mencionar las siguientes:

- ✓ Saneamiento superficial.
- ✓ Pernos de anclaje.
- ✓ Concreto proyectado.
- ✓ Anillo de Concreto.
- ✓ Entre otros.

16.4.3 REPARACIONES EN TÚNELES REVESTIDOS.

Se puede mencionar las siguientes:

- ✓ Drenajes.
- ✓ Sellado de juntas o grietas. Las grietas suelen ser frecuentes en los revestimientos de concreto. Normalmente permiten filtraciones de agua que afectan negativamente al propio revestimiento, a las instalaciones y servicios y causan molestias a los vehículos en tránsito. En casos ya más excepcionales pueden comprometer la integridad estructural. Hay diversos métodos y productos para el sellado según las circunstancias concurrentes: resinas epóxicas (no se pueden utilizar cuando hay flujo de agua), lechada de micro cemento (adolecen de falta de flexibilidad), lechadas químicas, resinas de poliuretano acuaactivas (adecuadas en presencia de agua pues se polimerizan y expanden en contacto con ella).
- ✓ Inyecciones.
- ✓ Concreto proyectado.
- ✓ Eliminación de zona de concreto dañado y colocación de nuevo material.
- ✓ Entre otros.

16.4.4 TRATAMIENTO DEL TERRENO.

- ✓ Inyecciones de impermeabilización o consolidación.
- ✓ Entre otros.

16.4.5 REPARACIONES EN REVESTIMIENTO DE LADRILLO O MANPOSTERÍA.

Se puede mencionar las siguientes:

- ✓ Sustitución localizada de ladrillos o mampuestos, saneos.
- ✓ Regeneración de juntas, sustitución de mortero.
- ✓ Inyecciones internas.
- ✓ Inyecciones del extradós.
- ✓ Refuerzo con cerchas y concreto proyectado.
- ✓ Entre otros.

16.5 MANTENIMIENTO SISTEMÁTICO.

La realización de un correcto mantenimiento a lo largo de la vida útil del túnel es fundamental para la duración y para la explotación. El mantenimiento debe poder realizarse afectando lo menos posible al tránsito por lo que se deberá tener en cuenta este aspecto en el momento del diseño del túnel.

16.5.1 METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN.

Se establecerá una metodología de inspección que tenga en cuenta aspectos como los mencionados en los siguientes numerales.

16.5.2 INSPECCIÓN VISUAL RUTINARIA.

La inspección visual permitirá la detección de posibles fisuras, grietas, humedades, filtraciones, etc., en el revestimiento. Hay que estudiar las causas y proceder a la reparación según lo mencionado en numerales anteriores.

16.5.3 LIMPIEZA.

Limpieza del sistema de drenaje del túnel. Es muy importante pues se obstruye fácilmente haciendo que la posible presencia de agua en circulación por bordes de aceras al no ser correctamente conducida pueda afectar a la seguridad de la circulación.

16.5.4 REPARACIONES DE DAÑOS POR ACCIDENTES.

Los daños producidos en los posibles accidentes ocurridos que puedan afectar la infraestructura, generalmente son daños de poca importancia excepto el caso de que el accidente ocasionase un incendio importante, conviene repararlos para evitar que se conviertan en un punto de degradación de la infraestructura o creen un impacto visual negativo de abandono.

16.5.5 REVISIÓN DEL PAVIMENTO Y LA SEÑALIZACIÓN.

Es fundamental para la seguridad de la circulación vehicular, la vigilancia del estado del pavimento y de la pintura (señalización horizontal). Es fundamental proceder a su rápida reparación (aunque sea de manera provisional) si se detectan desperfectos a fin de evitar que sean causa de incidentes o accidentes.

CAPÍTULO XVII MANTENIMIENTO DE INSTALACIONES DE EXPLOTACIÓN Y SEGURIDAD EN TÚNELES

17.1 GENERALIDADES.

Mantener un nivel elevado de funcionamiento y de seguridad requiere un correcto mantenimiento de los sistemas de explotación y seguridad de los túneles.

Los equipamientos de explotación necesitan una conservación y un mantenimiento riguroso, recurrente y adaptado a la tecnología. Este mantenimiento tiene un costo y necesita medios humanos competentes, así como medios económicos permanentes y adaptados a lo largo del tiempo. La ausencia de mantenimiento o un mantenimiento deficiente conllevará a disfunciones y al fallo de los equipamientos y en consecuencia al cuestionamiento de la funcionalidad y seguridad.

El mantenimiento en condiciones de tráfico rodado (manteniendo la circulación) es difícil y exigente y debe ser tenido en cuenta en la fase de proyecto de la obra civil y de las instalaciones. Los sistemas y su instalación deben ser concebidos de modo que las intervenciones para su conservación, mantenimiento y renovación afecten lo menos posible a la disponibilidad y a la seguridad del túnel.

La explotación de un túnel y la intervención de los equipos de mantenimiento pueden precisar la existencia de ciertos espacios que permitan las intervenciones con total seguridad y reduzcan las restricciones a la circulación. Estos espacios se refieren por ejemplo a los aparcamientos frente a instalaciones subterráneas (sobreanchos) que necesitan revisiones o intervenciones periódicas de mantenimiento y accesibilidad de personal y materiales.

La vida útil de los equipamientos es variable en función de su naturaleza, robustez, condiciones a que están sometidos y a su mantenimiento; para reemplazarlos será precisa una financiación adecuada.

Con objeto de garantizar que los requisitos de seguridad son debidamente aplicados por los gestores de los túneles, se debe designar a una o varias autoridades a escala nacional, regional o local responsables de garantizar la observancia de todos los aspectos de la seguridad de un túnel.

El intercambio de información sobre técnicas modernas de seguridad y de datos relativos a incidentes y accidentes en otros túneles, permitirá la actualización permanente del sistema.

17.2 MANTENIMIENTO DE INSTALACIONES DE EXPLOTACIÓN Y SEGURIDAD.

La base para la elaboración del Manual de Explotación es el conocimiento en detalle de la obra civil, equipos instalados, su situación para controlarlos y gestionarlos adecuadamente durante el normal funcionamiento del túnel y, muy especialmente, en caso de emergencia.

También es necesaria una recopilación de los datos de tráfico del túnel, los datos existentes y los datos a controlar y gestionar, a fin de disponer de un historial y detectar donde hay o se pueden producir problemas que afecten la seguridad del túnel. Estos datos son básicos en el momento de estimar la cantidad de vehículos dentro del túnel y las posibilidades de evacuación en caso de emergencia.

La información ha de ser actualizada, ordenada, concisa y suficiente de tal manera que el técnico, pueda utilizarla.

Toda la información se agrupará en un documento de Seguimiento de Actividad, en el que se hace un registro sistemático y análisis de la información sobre todas las actividades que afecten al túnel en fase de explotación. Se realiza una retroalimentación a partir de la experiencia, adaptando los procedimientos, las condiciones de la intervención y las maniobras de seguridad.

La recopilación de datos sobre incidentes y accidentes y su análisis, es esencial tanto para la evaluación de los criterios de funcionamiento, como para el análisis de los riesgos del túnel repercutiendo en la mejora de la seguridad. Los datos recopilados permiten la evaluación de la frecuencia de aparición de acontecimientos, consecuencias de éstos y eficacia de las medidas de seguridad y del equipamiento, así como información sobre el comportamiento real de los usuarios del túnel.

Se adjunta algunas tablas que permite la recopilación de datos para el mantenimiento:

Tabla 17.1 Datos mínimos a recopilar

PUNTOS A DESCRIBIR	CONTENIDO
1. IDENTIFICACIÓN DEL TÚNEL	- Nombre. - Red a la que pertenece. - Ubicación. - Datos de contacto de la Propiedad y del Administrador
2. GESTIÓN DEL SEGUIMIENTO DE ACTIVIDAD DEL TÚNEL	- Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Registro de datos de contacto de los responsables. - Programa utilizado. - Protocolo del seguimiento de incidencias y accidentes desde el momento de su detección hasta su resolución. - Plazo de reparación según importancia del elemento afectado.
Simulacros de funcionamiento	- Datos del responsable del simulacro. - Calendario de simulacros del túnel. - Programación de elementos a comprobar en cada simulacro para garantizar que se revisa la instalación completa periódicamente. - Miembros que intervienen. - Resultados de campo. - Resultados al centro de control. - Actuaciones a realizar ante posibles reparaciones de averías.
Simulacros de intervención	- Datos del coordinador. - Programación de actividades de mantenimiento que afecten al túnel. - Descripción de actividades realizadas. - Averías detectadas. - Medidas correctoras. - Elementos comprobados. - Mejoras a realizar.
Mejoras y mantenimiento realizados en la sala técnica y de control.	- Datos del responsable o responsables. - Programación de actividades de mantenimiento que afecten a la sala técnica y de control. - Descripción de actividades realizadas. - Averías detectadas. - Medidas correctoras. - Elementos comprobados. - Mejoras a realizar.
Registro de incidentes y/o accidentes	- Tipo de incidente y/o accidente. - Número de veces que sucede en un año o en un determinado periodo de tiempo. - Porcentaje que representa respecto a otras incidencias y/o accidentes. - Medidas correctoras aplicadas.
Tabla de registro de incidencias y/o accidentes.	- Elaboración de tabla.

17.2.1 MANUAL DE EXPLOTACIÓN DEL TÚNEL.

PUNTOS A DESCRIBIR	CONTENIDO
1. IDENTIFICACIÓN DEL TÚNEL	- Nombre. - Red a la que pertenece. - Ubicación. - Datos de contacto de la Propiedad y del Administrador.
2. OBRA CIVIL	Descripción de la obra civil y de sus accesos, así como de los elementos de protección.
2.1 Geometría del túnel y tipología estructural.	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: Monotubo o bitubo, circulación unidireccional o bidireccional, planta, secciones, ancho de la plataforma, número y ancho de los carriles, aceras, bermas, sobreeanchos, gálibos, perfil longitudinal, pendientes, tipología estructural, conexiones entre tubos si es el caso, método constructivo, cobertura sobre clave, indicación del nivel freático, estructuras próximas que puedan verse afectadas, tipo y secciones del pavimento, drenaje y otros (Incluir planos en Anexo).
2.2 Resistencia al fuego de la estructura principal y de otros compartimentos	Especificar el nivel de resistencia al fuego de la estructura y de otros compartimentos según Normativa u Ordenanzas.
2.3 Tráfico.	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Intensidad de tráfico, IMD. - Porcentaje de vehículos pesados, - Clasificación de vehículos por longitud. - Localización de congestiones y evaluación de cómo afectan al túnel. - Control de accesos, implantación de sistemas de cierre físico del túnel, barreras, semáforos que ayuden a la gestión del tráfico en situaciones de emergencia. - Control de accidentes. - Aforos de tráfico. - Sentido de circulación. - Distancia entre vehículos. - Velocidad media. - Análisis del diseño y funcionamiento de las vías de acceso al túnel, teniendo en cuenta sus características y capacidades así como el entorno inmediato al túnel, para evaluar y analizar su adaptación a una situación de emergencia. Posibilidad de evacuar vehículos atrapados en el túnel, pasos de mediana si es el caso, posibilidad de realizar todo tipo de maniobras de emergencia. Definición de vías de evacuación y direccionamiento del tráfico en caso de emergencia.
2.4 Características de los accesos, salidas del túnel y evaluación de las posibilidades de escape.	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: Se indicarán las distancias a las bocas del túnel, a los diferentes accesos y salidas, conexiones entre tubos, posibles salidas al exterior, proximidad de lugares seguros y salidas de emergencia.
2.5 Elementos de protección.	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: Descripción de los revestimientos de los paramentos verticales y barreras de protección de la estructura.
3. EQUIPAMIENTOS FIJOS	Cada elemento quedará definido como mínimo con las siguientes características: - Fichas técnicas, imagen. - Codificación de elementos. - Definición elementos críticos. - Vida útil de los equipamientos. - Resistencia al fuego de los equipamientos, cableados y protecciones. - Medidas de protección en caso de incendio para garantizar el funcionamiento del equipamiento crítico.
3.1 Componentes del sistema de ventilación y extracción de humos.	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Tipo de ventilación, hipótesis de cálculo, tipo de conexión, instalación centro de mando. - Detectores de CO. - Opacímetros. - Anemómetros. - Ventiladores, reversibles o no. - Cableado de los ventiladores. - Extractores. - Trampillas, mando desde sala de control, tipo de apertura, silenciadores, filtros anticontaminantes. - Funcionamiento y control de la ventilación. (Incluir planos en Anexo)

PUNTOS A DESCRIBIR	CONTENIDO
3.2 Iluminación	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Puntos de luz. - Cableado, características y colocación. - Alumbrado normal, definición de niveles, células fotoeléctricas, luminancímetros. - Alumbrado de emergencia, altura de colocación, autonomía, lux, activación automática. - Alumbrado de evacuación. (Incluir planos en Anexo)
3.3 Suministro eléctrico	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Sistema de interconexión: detallar el esquema de las instalaciones, las lógicas de conexión existentes, descripción funcional de los elementos, describir los protocolos de comunicación y detallar la alimentación eléctrica que tienen. - Centros de transformación: número, modelo, ubicación, circuito de M.T. - Grupo electrógeno: potencia, conexión, tiempo de suministro. - Sistema de alimentación ininterrumpida (SAI): Fabricante, modelo, potencia, dimensiones, autonomía. (Incluir planos en Anexo)
3.4 Control de tráfico, señalización y balizamiento.	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Semáforos: características, ubicación, número de focos. - Aforadores: características, ubicación, tratamiento de los datos. - Señalización horizontal: detalles de las señales, dimensiones, superficie y ubicación. - Señalización vertical: detalles, dimensiones, cantidad, altura y colocación. Señales luminosas y sus instalaciones (límites de velocidad, paneles aspa-flecha, paneles de mensaje informativo variable, salidas de emergencia, puntos SOS, puntos de manguera y extintor). - Balizamiento: detalles, cantidad, ubicación, luminosidad y reflectancia. - Control de acceso: tipo de cierre, ubicación, protocolo de uso. - Control de gálibo. (Incluir planos en Anexo)
3.5 Sistemas contra incendios.	- Detectores de incendios. Medida de la temperatura. - Sistemas de extinción de incendios: instalación de agua nebulizada, extintores, BIE (boca de incendio equipada).
3.6 Circuito cerrado de televisión.	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: Cantidad de cámaras, ubicación, cobertura, si son exteriores o interiores, fijas o móviles, descripción y funcionamiento, manejo desde el centro de control, imágenes en la sala de control, grabación y reproducción de imágenes desde el centro de control, en caso de accidente cambio de imagen a la cámara correspondiente activando la grabación, detección de incidencias (DAI).
3.7 Sistema de comunicaciones.	- Puntos SOS, descripción, señal de puerta abierta, de avería, de fonía. - Cable radiante para servicios de emergencia y radiocomunicación. - Megafonía.
3.8 Estaciones remotas	Número de remotas, comunicación con elementos de campo y comunicación con salas técnicas.
4. Sala técnica y de control	Descripción, ubicación y acceso, equipamiento informático, archivo de datos, servidores, continuidad energética, elementos englobados, elementos controlados.
5. Sistemas de seguridad	Parámetros a cotejar: - Número de cámaras de video. - Distancia media entre las cámaras de video (m). - Vigilancia continua del túnel. - Vigilancia del tráfico. - Existencia de sistema automático de registro de congestión de tráfico con dispositivo de alarma. - Existencia de área de socorro en caso de accidente. - Aviso automático en caso de uso de áreas de socorro - Número de extintores. - Distancia entre extintores (m). - Tipo de extintores. - Número de teléfonos de emergencia. - Distancia entre los teléfonos de emergencia. - Distribución de los teléfonos de emergencia según el sentido de la marcha.

PUNTOS A DESCRIBIR	CONTENIDO
	- Equipo de altavoces en túnel y en galerías de emergencia. - Recepción de radio en todo el túnel. - Introducción de informaciones en canales de radio del túnel. - Cobertura de telefonía móvil en el túnel. - Existencia de información a los usuarios del túnel sobre instalaciones de emergencia.
6. Seguridad ante incendios	Parámetros a cotejar: - Existencia de sistema automático de alarma. - Tipo y fabricante. - Existencia de sistema manual de alarma. - Tipo de alerta manual. - Tubería de agua para extinción de incendio. - Caudal y presión. - Reserva de agua (m³) y anticongelante. - Número de hidrantes. - Grupos de bombas. - Electroválvulas y caudalímetros. - Sensor de nivel en depósitos. - Recorrido de los bomberos hasta las dos bocas del túnel (km). - Unidades de bomberos y centros asistenciales más próximos. - Existencia en el túnel de asistencia propia y permanente de bomberos. - Realización de simulacros. - Condiciones de los simulacros. - Equipos de respiración.
7. Anexo de planos	Planos necesarios para la identificación de todos los elementos de obra civil, accesos e instalaciones.
8. Anexo de datos	Recopilación detallada y ordenada de datos.

Todos los equipamientos fijos tendrán que estar codificados, tanto en planos como en otros documentos, a fin de facilitar la identificación, localización e inventario.

Se tendrán preparados unos protocolos de actuación (esquemas) en función de la incidencia, perfectamente indexados y numerados para facilitar una rápida localización y con los cuales tiene que estar familiarizado el personal de explotación del túnel. Se confeccionarán de acuerdo con los responsables de seguridad del túnel.

Los casos en los que se debería disponer de protocolos podrían ser:

- ✓ Obstáculo en el túnel. Vehículo parado.
- ✓ Congestión o impedimento a la salida del túnel.
- ✓ Aumento brusco de humo en el túnel.
- ✓ Accidente sin incendio.
- ✓ Accidente con incendio.
- ✓ Incendio en la sala técnica o centro de control.
- ✓ Incendio en instalaciones del túnel.
- ✓ Tránsito de personas o animales descontrolados.
- ✓ Obstáculos en las bocas.
- ✓ Pavimento deslizante por vertido.
- ✓ Aumento de opacidad o CO.
- ✓ Avería en el sistema de iluminación.
- ✓ Avería en el suministro eléctrico.

17.2.2 PLAN DE MANTENIMIENTO.

La base para realizar un Plan de Mantenimiento útil y eficaz está en disponer de un buen inventario de las instalaciones del túnel, el que se ha de mantener permanentemente actualizado.

El Plan de Mantenimiento lo ha de redactar el proyectista, en la fase de elaboración del proyecto; la dirección de obra, en la fase de ejecución; y el gestor, en fase de explotación. Se irá actualizando tantas veces sea necesario debido a cambios que puedan afectarlo.

La adaptación del Plan de Mantenimiento puede estar motivada por:

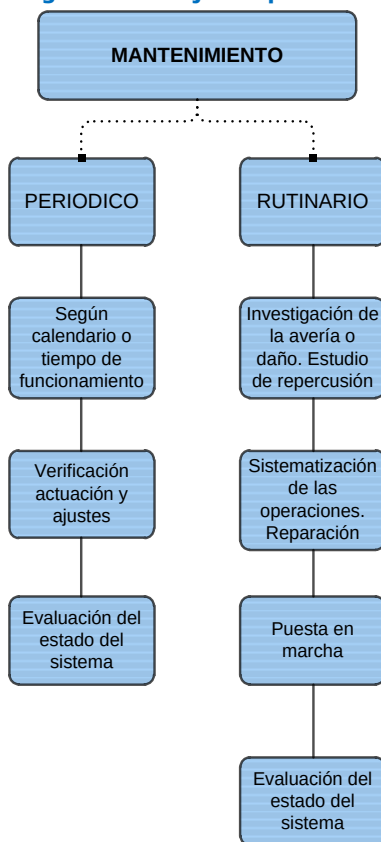
- ✓ Futuras renovaciones del proyecto de mantenimiento de las instalaciones de control del túnel, donde se produzcan variaciones en el número de recursos humanos y materiales previstos en el proyecto actual.
- ✓ Modificaciones de las infraestructuras del túnel, ya sean ampliaciones de las instalaciones en el propio túnel o en sus accesos, como también una variación en el flujo de tránsito.
- ✓ Modernización de los equipos de control que producen una alteración del manual de tareas a desarrollar en los futuros equipos, por tanto hay que modificar el calendario preventivo generado y las tareas a realizar en los nuevos equipos de control.
- ✓ Modificaciones en la Legislación vigente.

Tabla 17.2 Esquema general del plan de mantenimiento

PUNTOS A DESCRIBIR	CONTENIDO
1. Identificación del túnel	- Nombre. - Red a la que pertenece. - Ubicación. - Datos de contacto de la Propiedad y del Administrador.
2. Mantenimiento en el túnel	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Operaciones a realizar para cada equipamiento o sistema, con una breve descripción, considerando tanto las acciones preventivas como correctivas. Para cada una se especificarán los medios materiales y humanos necesarios, el tiempo previsto de intervención y el horario de las jornadas de trabajo (trabajos nocturnos son muy habituales en túneles en servicio). - Comunicación con el Administrador, solicitud de permisos de actuación, afectaciones al tránsito, planificación de corte de túnel o corte de carril, señalización necesaria, vehículos, personal, equipos. - Recursos humanos según la naturaleza de las tareas a realizar, definiendo las funciones del personal. - Descripción de los elementos de protección individual y colectiva de los trabajadores (seguridad y salud). - Características de los medios materiales. - Cantidad y tipo de vehículos y maquinaria a utilizar según las tareas a realizar. - Organización con los organismos externos a la explotación para la coordinación de las actuaciones. - Formación y conocimiento por parte del personal de mantenimiento de la función de las instalaciones de control y equipos instalados.
3. Mantenimiento en la sala técnica y centro de control.	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Descripción de las actividades a realizar en el hardware y software para mantener la correcta comunicación y estado de los elementos de conexión entre el túnel y la sala de control. Correcta recepción, interpretación y envío de señal. - Recursos humanos necesarios según las tareas, definiendo las funciones del personal.
4. Informes	- Calendario del mantenimiento preventivo a realizar, programación tanto del túnel, sala técnica y centro de control. - Tablas de operaciones a realizar. - Informes semanales preventivos.

PUNTOS A DESCRIBIR	CONTENIDO
	- Detección de equipamiento averiado. - Informe correctivo. - Listado de material repuesto o reparado. - Listado de recambios de elementos críticos. - Hoja de seguimiento de los equipos averiados y plazo de reparación. - Hoja de gastos.
5. Instalaciones para el mantenimiento.	- Descripción de almacenes y oficinas. - Descripción de acopios, reservas y protección de los materiales y equipos.
6. Costos	- Costo del mantenimiento preventivo, desglosado por materiales, maquinaria y personal. - Costo del mantenimiento correctivo, desglosado por materiales, maquinaria y personal.
7. Consideraciones ambientales	- Consideraciones ambientales de las tareas de mantenimiento.

Figura 17.1 Diagrama de flujo del plan de mantenimiento



17.2.2.1 Mantenimiento rutinario – preventivo.

El mantenimiento preventivo es el conjunto de actividades periódicas de inspección, supervisión, monitorización, ensayos de conformidad, verificación revisión, regulación, ajuste, puesta a punto y sustitución sistemática de consumibles y componentes programadas previamente para cada instalación concreta, con el objetivo de asegurar su funcionamiento normal, con el fin de conservar las

instalaciones en condiciones óptimas de disponibilidad, funcionalidad y eficiencia energética durante su periodo de uso.

En este tipo de mantenimiento se recomienda atender los requerimientos de mantenimiento especificados por el fabricante, siempre que sea posible, especialmente en aquellos equipamientos que no sean redundantes y estén relacionados con la seguridad.

Permite la planificación conjunta de las diferentes tareas de conservación coincidiendo con cierres del túnel al tránsito. Ayuda a mantener los equipamientos en un buen estado de funcionamiento, aunque no podrá evitar alguna intervención por alguna avería inesperada.

Es importante disponer de un conjunto de recambios en almacén de aquellos equipamientos críticos. Hay que tener en cuenta la información suministrada por los fabricantes e instaladores referente a la vida media de los equipos, plazos de entrega y exigencias de condiciones mínimas de explotación.

También hay que tener en cuenta situaciones excepcionales como inclemencias climatológicas que puedan alterar el acceso al túnel de los trabajadores o que resulten dañadas las infraestructuras e instalaciones del túnel y sus accesos. Los accesos al túnel también pueden verse afectados por accidentes, obras o acontecimientos sociales.

- Sistematización de las operaciones de mantenimiento periódico de los equipamientos.

Tabla 17.3 Periodicidad de las labores de mantenimiento

LABORES DE MANTENIMIENTO	PERIODICIDAD				
	SEMANAL	MENTUAL	TRIMESTRAL	SEMESTRAL	ANUAL
VENTILACIÓN					
VENTILADORES					
Verificación del arranque de cada ventilador.		X			
Comprobación de mandos eléctricos.		X			
Comprobación de giro suave de los ejes de las turbinas.		X			
Comprobación de estanqueidad de juntas y registros.			X		
Comprobación de la transmisión y las vibraciones.			X		
Comprobación del acoplamiento del motor.					X
Verificación de consumos y medición de puesta a tierra.					X
Comprobación del estado de la turbina.					X
Comprobación de anclajes y cojinetes.					X
Comprobación del estado de los ejes.					X
Medición de las RPM del motor y del ventilador.					X
Reapretar bornes, comprobar cajas.					X
Verificar el aislamiento de los devanados.					X
Repaso general, limpieza y pintura					X
Desmontaje total. Limpieza y engrasado.					X
Reequilibrado del rodete.					X
Sustitución de elementos antivibratorios y tornillería de suspensión.					X
Medidores de CO					
Comprobación de funcionamiento en campo y sala.	X				
Comprobación de alimentación.		X			
Comprobación de los niveles de alarma.		X			
Revisión, limpieza y en su caso sustitución de filtros.			X		
Comprobación y calibración del sensor.			X		
Comprobación y ajuste del medidor.			X		
Comprobación del grado de calentamiento del medidor.			X		
Limpieza general del equipo de sensores.				X	
Calibrado y ajuste de equipos.					X
Opacímetros					
Inspección visual de la instalación.	X				
Comprobación de niveles de alarma y activación de los mismos.		X			



LABORES DE MANTENIMIENTO	PERIODICIDAD				
	SEMANAL	MESES	TRIMESTRAL	SEMESTRAL	ANUAL
VENTILACIÓN					
Limpieza de los equipos y revisión general de los mismos.			X		
Comprobación de estanquidad.				X	
Calibrado y ajuste de equipos.					X
Anemómetros					
Limpieza y engrasado					X
Comprobación de comunicación.					X
Cuadros de mando					
Limpieza interior y exterior.				X	
Desratización.				X	
Comprobación de maniobras.				X	
Apriete de bornes en diferenciales y magnetotérmicos.				X	
CONTROL DE TRÁNSITO Y SEÑALIZACIÓN.					
Control de galbo					
Comprobación de alarmas.			X		
Comprobación de encendido de panel oculto.			X		
Aforador					
Confirmar el conteo de vehículos e inspeccionar la instalación.		X			
Comprobar datos en sala de control.		X			
Ajuste de sensibilidad.			X		
Limpieza				X	
Comprobación de espiras y parámetros eléctricos.				X	
Semáforos					
Limpieza interior y exterior.		X			
Verificación de funcionamiento en campo y sala.		X			
Verificación del estado de cableado, conectores Y portalámparas.					X
Verificación de la hermeticidad.					X
Paneles aspa-flecha					
Limpieza.		X			
Verificación de funcionamiento en campo y sala.		X			
Verificación de cableado y conectores.					X
Verificación de la hermeticidad.					X
Paneles mensaje variable					
Limpieza.		X			
Verificación de funcionamiento en campo y sala.		X			
Verificación de cableado y conectores.					X
Verificación de la hermeticidad.					X
Balizas luminosas					
Limpieza.		X			
Verificación de funcionamiento en campo y sala.		X			
Verificación de cableado, conectores y cajas.					X
Verificación de la hermeticidad.					X
SISTEMA CONTRA INCENDIOS					
Sistema contra incendios					
Comprobación de los detectores y su funcionamiento en campo y sala.			X		
Comprobación de la central.			X		
Comprobación de alarmas de retirada de extintor.			X		
Revisión de extintores.					X
Verificación del cable de detección, continuidad y funcionamiento.				X	
Verificación de la electrónica de detección por zonas en campo y sala.				X	
CIRCUITO CERRADO DE TELEVISIÓN (CCTV)					
Cámaras					
Verificación de funciones del telemando.		X			
Comprobación de las funciones de la matriz.		X			
Inspección visual de la instalación.				X	
Verificación del estado de conectores y cableado.				X	
Ajuste del nivel de calidad de las señales.				X	
Limpieza de cámaras y lentes.				X	
Limpieza del resto de elementos.					X
Revisión de cajas (eléctricas y de señal), conectores, bornes y prensaestopas.					X
Monitores					
Limpieza de monitores.				X	
Ajustes de imagen en monitores.				X	
SISTEMA POSTES SOS					
Postes sos					
Inspección visual de la instalación.	X				
Chequeo de postes desde la sala.	X				
Chequeo de postes en campo.		X			
Ajuste de niveles de ruido.			X		

LABORES DE MANTENIMIENTO	PERIODICIDAD				
	SEMANAL	MENSUAL	TRIMESTRAL	SEMESTRAL	ANUAL
VENTILACIÓN					
Verificación de parámetros eléctricos.				X	
Limpieza.		X			
Comprobación de alarma de puerta abierta.					X
Comprobación de cableado, conectores, regletas y hermeticidad.					X
Comprobación de las líneas de comunicación.					X
Revisión general del equipo.					X
CENTRO DE CONTROL					
Equipos informáticos					
Mantenimiento del hardware de acuerdo con los procedimientos recomendados por el fabricante.					X
Mantenimiento y actualización del software de acuerdo con los procedimientos.					X
Revisión de conexión entre equipos.			X		
Panel sinóptico					
Comprobación de fuentes y sustitución de las defectuosas.					X
Comprobación de Leds y sustitución de los fundidos.				X	
Limpieza general.				X	
INSTALACIÓN ELÉCTRICA					
Centros de transformación					
Verificación del funcionamiento de transformador.			X		
Revisión de celdas y protecciones.					X
Revisión de los elementos de interconexión en MT y BT.					X
Medición de sistema puesta a tierra.					X
Revisión de las instalaciones.					X
CENTROS DE MANDO					
Comprobación de automáticos.		X			
Comprobación de contactores.		X			
Comprobación de diferenciales.			X		
Verificación conexión CT.			X		
Comprobación base cortacircuitos y calibres.			X		
Comprobación funcionamiento interruptores y pulsadores.			X		
Verificación de ausencia de calentamiento en cables y bornes.				X	
Limpieza.					X
Verificación apriete de conexiones.					X
Verificación de los equipos de medición.					X
Verificación de los aislamientos.					X
Comprobación del factor de potencia.					X
Medición de sistema puesta a tierra.					X
SISTEMA DE ALIMENTACIÓN ININTERRUMPIDA (SAI)					
Medición de corrientes de entrada y salida de fases.					X
Medición de corrientes de flotación, carga y descarga de baterías.					X
Comprobación de alarmas.		X			
Comprobación de lecturas del display (tensiones, intensidades, temperaturas y alarmas).					X
Comprobación interface a relés.					X
Verificar climatización.				X	
Limpieza general.				X	
ILUMINACIÓN					
Inspección visual.	X				
Comprobación del estado de proyectores y luminarias.				X	
Comprobación de anclajes, juntas y soportes.				X	
Revisión de bandejas, cajas y canalizaciones.				X	
Limpieza de luminarias.		X			
Medición de sistema puesta a tierra.					X
GRUPO ELECTRÓGENO					
Verificar nivel de combustible y precalentamiento.		X			
Comprobar niveles de agua y aceite.		X			
Arranque en vacío.		X			
Arranque en carga.		X			
Cuadro de arranque: presión de aceite, temperatura del agua, fallo de caldeo.				X	
Cuadro de arranque: fallo de arranque, sobrecarga, falta de combustible.				X	
Cuadro de arranque: tensión batería, fallo carga de batería.				X	
Cuadro de arranque: salida contactores, grupo y red.				X	
Aceite: presión y fugas. Estado de los filtros.				X	
Refrigerante: comprobación de niveles y fugas.				X	
Combustible: comprobación del estado de los filtros y fugas.				X	
Reglaje de válvulas.				X	
Filtros de aspiración de aire.				X	
Tensión de la correa del ventilador.				X	

LABORES DE MANTENIMIENTO	PERIODICIDAD				
	SEMANAL	MESES	TRIMESTRAL	SEMESTRAL	ANUAL
VENTILACIÓN					
Estado del electrolito.				X	
Cargadores de baterías de red y grupo.				X	
Engrase de bomba y cambio de aceite.				X	
Limpieza y engrase del varillaje.				X	
Estado del electroimán de parada.				X	
Temperatura del agua de refrigeración.				X	
Sistema de parada.				X	
Aparatos de medida.				X	
Limpieza externa.				X	
Revisión de manguitos y aforador de combustible.				X	
Ajuste de conexiones.				X	
Prueba de conmutación.				X	
Medida de la tensión y la frecuencia.				X	
ESTACIONES REMOTAS. COMUNICACIONES					
Revisión y limpieza de conectores.			X		
Comprobación de calidad y niveles de señales.			X		
Ajuste de niveles de señales.			X		
Comprobación de tensiones en fuentes de alimentación.				X	
Comprobación de parámetros electrónicos y eléctricos.				X	
Limpieza general e interior de armarios.					X
Inspección y revisión de líneas.					X

17.2.2.2 Mantenimiento periódico – correctivo.

Las acciones correctivas que se realizan cuando un sistema o una de sus partes se han averiado o dañado. Tiene la ventaja de poder utilizar el equipamiento durante toda su vida útil. Su desventaja es que no se puede planificar y las reparaciones de emergencia normalmente generan un sobrecosto importante.

Se efectuará una sistematización de las actuaciones indicando el tiempo necesario para poder intervenir y el plazo de la actuación.

17.2.3 METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN DE TÚNELES.

La metodología de inspección de túneles propone básicamente la comprobación de unos umbrales mínimos, tanto en lo referente al estado de la infraestructura como de los equipamientos e instalaciones de seguridad con que estén dotados.

La autoridad competente redactará un documento cuyo objeto será desarrollar la metodología y establecer las bases a seguir para llevar a cabo las inspecciones.

Dada la variabilidad de las estructuras y equipamientos y la singularidad de cada túnel, los puntos de análisis no serán necesariamente de aplicación de manera igualitaria en cada uno de los túneles.

También se verificará que el gestor del túnel cuenta con los recursos humanos necesarios para la operación normal del mismo, así como que el personal encargado dispone de medios materiales suficientes para el desempeño de sus funciones.

Las inspecciones se llevarán a cabo de acuerdo a un plan de inspección de túneles, que tendrá en cuenta el nivel de riesgo asociado a cada túnel, función de factores tales como la longitud, IMDA, etc.

✓ Inspecciones periódicas

La autoridad administrativa, directamente o a través de organismos de inspección debidamente habilitados, realizará inspecciones periódicas para asegurarse de que todos los túneles bajo su jurisdicción cumplen con las disposiciones establecidas.

El período comprendido entre dos inspecciones consecutivas no debería ser superior a cinco años. A instancias de la autoridad administrativa se podrán establecer periodos de inspección inferiores o solicitar la realización de una nueva inspección, en túneles que por sus características, su situación estratégica o por haber sufrido un incidente grave se estime oportuno o necesario. También es recomendable realizar una inspección a los seis meses de la entrada en servicio.

✓ Organismos de inspección

Los organismos de inspección llevarán a cabo inspecciones, evaluaciones y pruebas.

Corresponde a la autoridad administrativa ejercer las tareas de inspección sobre los túneles en los aspectos regulados. Le compete asimismo habilitar para dicha función a aquellos entes públicos o privados que resulten apropiados para ello, por tener un elevado grado de competencia, experiencia demostrada en inspección y ser funcionalmente independientes del gestor del túnel o empresa encargada de realizar las labores de su explotación, control y mantenimiento. También serán independientes de la empresa fabricante, instaladora o administrador del equipamiento.

El inspector elaborará un informe de inspección que entregará a la autoridad administrativa, a fin de que ésta actúe en consecuencia.

✓ Inspecciones con informe desfavorable:

Cuando, como resultado de un informe de inspección, la autoridad administrativa compruebe que un túnel no cumple los requisitos de seguridad establecidos y regulados, comunicará al gestor del túnel y al responsable de seguridad que han de adoptarse medidas para garantizar la seguridad del túnel. El gestor del túnel, en un plazo máximo determinado por la autoridad, propondrá las medidas a adoptar así como el plazo máximo para su ejecución. La autoridad administrativa aprobará o mandará corregir las medidas si las considera insuficientes y determinará las condiciones a aplicarse hasta que haya concluido la aplicación de las medidas correctoras, para que el túnel siga funcionando o para su cierre y reapertura, así como las demás restricciones o condiciones pertinentes.

Si las medidas correctoras generaran algún tipo de modificación sustancial de la construcción o de la explotación, una vez tomadas estas medidas, deberá contarse con una nueva autorización para que el túnel reanude su funcionamiento.

17.2.4 PLAN DE FORMACIÓN

La formación del personal involucrado en la explotación del túnel es esencial para garantizar la prevención de accidentes y la seguridad de las personas en caso de incidente o accidente.

Cada grupo de personas involucradas en la explotación del túnel ha de recibir una formación inicial específica de las tareas a realizar, de las características concretas del túnel en cuestión y una visualización de lo que está desarrollando el resto del personal, de manera que todos tengan presente la importancia de su papel durante la explotación. Esta formación será complementada con una formación continua que irá poniendo al día al personal de la explotación con los nuevos equipamientos y sistemas que se puedan implantar, la mejora de los procedimientos y la eficacia del mantenimiento.

El personal también tendrá que intervenir en los simulacros que se efectúen en el túnel cooperando con todos los agentes implicados. Después de los simulacros, los agentes implicados analizarán el ejercicio y sacarán conclusiones para mejorar las estrategias de intervención y funcionamiento del túnel.

La eficiencia de las operaciones y de los procedimientos y el conocimiento del funcionamiento de los equipamientos y sistemas instalados se ha de evaluar frecuentemente para garantizar que el personal está familiarizado con ellos y es capaz de detectar cualquier incidencia tratándola con eficacia y en la menor brevedad posible.

Tabla 17.4 Esquema general del plan de formación

PUNTOS A DESCRIBIR	CONTENIDO
1. Organigrama de los grupos intervinientes en la explotación, funciones y responsabilidades.	- Organigrama de explotación, listado de los grupos intervinientes en los servicios de explotación (operadores, responsables, vigilantes, equipos de mantenimiento, equipos de socorro, etc) - Descripción de las funciones y responsabilidades de cada grupo de explotación.
2. Formación inicial	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Quién ha de recibir la formación y cuando. - Definición de los objetivos a adquirir. - Definir los contenidos para cada grupo de explotación: descripción específica de las características del túnel, descripción de los trabajos a realizar y las responsabilidades a asumir, descripción de sistemas, materiales, maquinaria, vehículos y equipamientos a utilizar, procedimientos de explotación para realizar las actuaciones, prácticas de campo, evaluación de la explotación, protocolos de actuación, seguridad y salud, medio ambiente, primeros auxilios, período de formación, pruebas de validación de los conocimientos adquiridos.
3. Formación permanente	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Quién ha de recibir la formación. - Calendario. - Definición de los objetivos a adquirir. - Definición de los contenidos. Repaso de la formación inicial dada, incorporación de las actualizaciones, cursos técnicos sobre nuevos equipamientos y tecnologías, análisis de las funciones y procedimientos realizados mejorando en base a la experiencia. - Pruebas de validación del funcionamiento del túnel y de sus procedimientos específicos.
4. Simulacros de situaciones de emergencia	Especificar como mínimo los siguientes aspectos: - Quién ha de recibir la formación. - Calendario. - Definición de objetivos. - Protocolos de actuación. - Estudio de la seguridad y la intervención. - Análisis de los ejercicios, conclusiones y medidas a tomar en caso de deficiencias.

TÚNELES CARRETEROS EN EL TRAMO 4 AZANGARO- INAMBARI DE LA IIRSA SUR



PARTE VI MUROS

CAPÍTULO XVIII GENERALIDADES

18.1 SIMBOLOGIA

A	=	máximo coeficiente de aceleración sísmica (adimensional).
A _c	=	área de la sección transversal de una unidad utilizada como refuerzo (mm ²)
A _m	=	máximo coeficiente de aceleración del muro en el baricentro.
B	=	ancho de la base del muro (mm)
b	=	ancho unitario del refuerzo; ancho del módulo tipo cajón (mm)
b _f	=	ancho de la carga aplicada en la zapata (mm)
C	=	factor global que considera la geometría del área superficial de los refuerzos (adimensional).
CR _{cr}	=	factor de reducción de la resistencia de la conexión a largo plazo que considera la reducción de la resistencia última atribuible a la conexión (adimensional).
CR _u	=	factor de reducción de la resistencia de la conexión a corto plazo que considera la reducción de la resistencia última atribuible a la conexión (adimensional).
C _u	=	coeficiente de uniformidad (adimensional).
D	=	profundidad embebida de diseño del elemento vertical (mm); diámetro de la barra o alambre (mm).
D*	=	diámetro de la barra o alambre corregido para considerar las pérdidas por corrosión (mm).
D ₀	=	profundidad embebida para la cual el empuje pasivo neto es suficiente para proveer equilibrio de momentos (mm).
D ₆₀ /D ₁₀	=	coeficiente de uniformidad del suelo, definido como la relación entre el tamaño de partícula del suelo que es 60 por ciento más fino que el tamaño de partícula del suelo que es 10 por ciento más fino (adimensional).
D	=	diámetro del orificio perforado para el anclaje; desplazamiento lateral del muro (mm); relleno sobre el muro (mm).
E _c	=	espesor de los refuerzos metálicos al final de la vida de servicio (mm)
E _n	=	espesor nominal de los refuerzos de acero en el momento de la construcción (mm).
E _s	=	espesor de metal sacrificable que se anticipa se perderá por corrosión uniforme durante la vida de servicio (mm).
E _{AE}	=	fuerza activa total estática y sísmica (N/mm).
E _{PE}	=	fuerza pasiva total estática y sísmica (N/mm).
e	=	excentricidad de la carga a partir de la línea de centro de la fundación (mm)
F _T	=	fuerza resultante del empuje activo lateral del suelo (N/mm)

F_y	=	mínima tensión de fluencia del acero (MPa)
F^*	=	factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos (adimensional)
g	=	aceleración de la gravedad (m/seg ²)
G_u	=	distancia al centro de gravedad de un bloque de hormigón del revestimiento construido por segmentos, incluyendo el relleno con agregados, medida a partir del frente de la unidad (mm)
H	=	altura del muro (mm)
H_h	=	altura del revestimiento por segmentos que contribuye al esfuerzo normal (mm)
H_u	=	altura de un bloque de hormigón del revestimiento construido por segmentos
H_1	=	altura equivalente del muro (mm).
h	=	distancia vertical entre la superficie del terreno y la base del muro en la parte posterior del talón del muro (mm).
h_i	=	altura de la zona de suelo reforzado que contribuye carga horizontal a los refuerzos en el nivel i (mm).
i_b	=	pendiente de la base del revestimiento, descendente hacia el relleno (°)
k_a	=	coeficiente de empuje activo del suelo (adimensional)
k_{af}	=	coeficiente de empuje activo del suelo del relleno (adimensional)
k_h	=	coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)
k_v	=	coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional)
k_{AE}	=	coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional)
k_{PE}	=	coeficiente de empuje pasivo sísmico (adimensional)
k_r	=	coeficiente de empuje activo horizontal del relleno reforzado (adimensional)
L	=	separación entre elementos verticales o apoyos del revestimiento (mm); longitud de los elementos de refuerzo en un muro de tierra estabilizada mecánicamente y su fundación correspondiente (mm)
L_a	=	longitud de los refuerzos en la zona activa (mm)
L_b	=	longitud de adherencia del anclaje (mm)
L_e	=	longitud de los refuerzos en la zona resistente (mm)
L_{ei}	=	longitud efectiva de los refuerzos para la capa i (mm)
MARV	=	valor mínimo promedio del rollo (Minimum Average Roll Value)
$M_{m\acute{a}x}$	=	máximo momento flector en el elemento vertical o revestimiento (N-mm o N-mm/mm)
N	=	componente normal de la resultante sobre la base de la fundación (N/mm)
P_{AE}	=	empuje dinámico horizontal (N/mm)
P_b	=	presión dentro del módulo tipo cajón (MPa)
P_H	=	fuerza lateral debida a la superestructura u otras cargas concentradas (N/mm)

P_i	= fuerza horizontal mayorada por mm de muro transmitida al refuerzo del suelo en el nivel i ; fuerza inercial interna, debida al peso del relleno dentro de la zona activa (N/mm)
P_{IR}	= fuerza inercial horizontal (N/mm)
P_{Ir}	= fuerza inercial horizontal provocada por la aceleración del relleno reforzado (N/mm)
P_{is}	= fuerza inercial horizontal provocada por la aceleración de la sobrecarga de suelo inclinada (N/mm)
P_r	= resistencia última al arrancamiento de los refuerzos del suelo por unidad de ancho de los refuerzos (N/mm)
P_v	= carga sobre la zapata corrida (N/mm)
P'_v	= carga sobre la zapata aislada rectangular o carga puntual (N)
p	= empuje lateral promedio, incluyendo el empuje del suelo, la sobrecarga y la presión hidrostática, que actúa sobre la sección del elemento de muro considerado (MPa)
Q_n	= resistencia nominal (última) del anclaje (N)
Q_R	= resistencia mayorada del anclaje (N)
q_s	= presión debida a la sobrecarga de suelo (MPa)
$q_{máx}$	= máximo empuje unitario del suelo sobre la base de la fundación (MPa)
R	= fuerza resultante en la base del muro (N/mm)
R_{BH}	= relación de levantamiento de la base
R_c	= relación de cobertura de los refuerzos (adimensional)
R_n	= resistencia nominal (N o N/mm)
R_R	= resistencia mayorada (N o N/mm)
RF	= factor de reducción de la resistencia combinado que considera la potencial degradación a largo plazo originada por los daños durante la instalación, la fluencia lenta y el envejecimiento químico/biológico de los refuerzos geosintéticos (adimensional)
RF_c	= factor de reducción de la resistencia combinado que considera la degradación a largo plazo de la conexión entre el revestimiento y los refuerzos geosintéticos (adimensional)
RF_{CR}	= factor de reducción de la resistencia para evitar la rotura por fluencia lenta a largo plazo de los refuerzos (adimensional)
RF_D	= factor de reducción de la resistencia para evitar la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica (adimensional)
RF_{ID}	= factor de reducción de la resistencia que considera los daños de los refuerzos durante la instalación (adimensional)
Sh	= separación horizontal de los refuerzos (mm)
St	= separación entre elementos transversales de la grilla (mm)
Su	= resistencia al corte no drenada (MPa)
Sv	= separación vertical de los refuerzos (mm)
Srs	= resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente estática de la carga (N/mm)

S_{rt}	= resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente dinámica de la carga (N/mm)
T_{ac}	= resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento (N/mm)
T_{al}	= resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (N/mm)
T_{rc}	= resistencia de la conexión, reducida para considerar la fluencia lenta, por unidad de ancho de los refuerzos determinada a partir de la envolvente de rotura por tensión en la vida de diseño especificada construida a partir de una serie de ensayos de fluencia lenta de la conexión a largo plazo (N/mm)
T_{lot}	= resistencia última a la tracción en muestra ancha por unidad de ancho de los refuerzos (ASTM D4595 o D6637) para el lote de material de los refuerzos utilizado para los ensayos de resistencia de la conexión (N/mm)
T_{md}	= fuerza de inercia dinámica incremental mayorada (N/mm)
$T_{últcon}$	= resistencia última de la conexión por unidad de ancho de los refuerzos (N/mm)
$T_{últ}$	= resistencia última a la tracción de los refuerzos (N/mm)
$T_{máx}$	= carga aplicada a los refuerzos (N/mm)
T_0	= carga de tracción mayorada en la conexión refuerzo/revestimiento (N/mm)
t	= espesor de los elementos transversales (mm)
T_{total}	= carga total (estática y dinámica) sobre la capa de refuerzos por unidad de ancho de muro (N/mm)
V_1	= peso de suelo soportado por el talón del muro, excluyendo el peso de la sobrecarga de suelo (N/mm)
V_2	= peso de la sobrecarga de suelo directamente sobre el talón del muro (N/mm)
W_u	= ancho unitario de un revestimiento por segmentos (mm)
W_1	= peso del alma del muro (N/mm)
W_2	= peso de la zapata o base del muro (N/mm)
x	= separación entre elementos de apoyo vertical
Z	= profundidad debajo del coronamiento efectivo del muro o hasta los refuerzos (mm)
Z_p	= profundidad de suelo en la capa de refuerzos al inicio de la zona resistente para el cálculo del arrancamiento (mm)
α	= factor de corrección que considera el efecto de la escala (adimensional)
β	= inclinación de la superficie del relleno detrás del muro ($^{\circ}$)
γ_{EQ}	= factor de carga correspondiente a carga sísmica indicado en la (adimensional)
γ_P	= factor de carga correspondiente al empuje vertical del suelo indicado en la (adimensional)
γ_s	= densidad del suelo (kg/m^3)
γ'_s	= densidad efectiva del suelo (kg/m^3)

γ_r	=	densidad del relleno reforzado (kg/m^3)
γ_f	=	densidad del relleno detrás del muro (kg/m^3)
$\Delta\sigma_H$	=	tensión horizontal en los refuerzos debida a la sobrecarga horizontal concentrada (MPa); tensión debida al impacto sobre la barrera para el tráfico aplicada en el área de influencia de los refuerzos (MPa)
$\Delta\sigma_v$	=	tensión vertical debida a la carga de la zapata (MPa)
δ	=	ángulo de fricción en la interfase entre el muro y el relleno detrás del muro ($^\circ$)
$\delta_{\text{máx}}$	=	máximo desplazamiento (mm)
δ_R	=	coeficiente de desplazamiento relativo
θ	=	inclinación del muro respecto de la horizontal ($^\circ$)
ρ	=	ángulo de fricción suelo-refuerzo ($^\circ$)
$\emptyset$	=	factor de resistencia
$\emptyset f$	=	ángulo de fricción interna del suelo de fundación o relleno detrás del muro ($^\circ$)
$\emptyset r$	=	ángulo de fricción interna del relleno reforzado ($^\circ$)
$\emptyset 'f$	=	ángulo efectivo de fricción interna del suelo ($^\circ$)
σ_H	=	tensión horizontal mayorada al nivel de los refuerzos (MPa)
$\sigma_{H\text{máx}}$	=	máxima tensión en los refuerzos del suelo en las zonas de los estribos
σ_v	=	tensión vertical en el suelo (MPa)
σ_{v1}	=	tensión vertical del suelo sobre el ancho de base efectivo (MPa)
T_n	=	tensión nominal de adherencia del anclaje (MPa)
ω	=	desplome del muro debido al retroceso de las unidades del revestimiento construido por segmentos ($^\circ$)

18.2 PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES

18.2.1 REQUISITOS GENERALES

Los materiales utilizados como relleno detrás de un muro de sostenimiento deberán ser granulares y permitir el libre drenaje. Si los muros retienen suelos cohesivos in situ se deberá proveer drenaje adecuado para reducir la presión hidrostática detrás del muro.

18.2.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO.

18.2.2.1 Investigaciones de las fundaciones.

18.2.2.1.1 Generalidades.

Se debe llevar a cabo un estudio subsuperficial que incluya perforaciones y ensayos del suelo de acuerdo con los requisitos del [Numeral 18.6.2.2](#) a fin de obtener información pertinente y suficiente para el diseño de las unidades de la subestructura. En los estudios económicos y estéticos realizados para determinar la ubicación, el tipo y el costo de las fundaciones.

18.2.2.1.2 Estudios topográficos

Se debe establecer la topografía actual del sitio de emplazamiento mediante mapas de curvas de nivel y fotografías. Estos estudios deben incluir los antecedentes del predio en términos de los movimientos de masas de suelo, erosión de suelos y

rocas y serpenteo de los cursos de agua como lo establece el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico vigente.

18.2.2.2 Determinación de las propiedades del suelo

18.2.2.2.1 Exploración de suelos

Se deberán realizar estudios de suelos para cada elemento de la subestructura, a fin de obtener la información necesaria para el diseño y la construcción de las fundaciones. La extensión de los estudios se deberá basar en las condiciones subsuperficiales, el tipo de estructura y los requisitos del proyecto. El programa de exploración deberá ser lo suficientemente exhaustivo como para revelar la naturaleza y los tipos de depósitos de suelo y/o formaciones rocosas encontrados, las propiedades de los suelos y/o rocas, el potencial de licuefacción y las condiciones del agua freática.

Se deberán realizar sondeos en las ubicaciones donde irán los muros, en una cantidad y hasta una profundidad suficiente para establecer perfiles transversales y longitudinales confiables de los estratos subyacentes. Se deberán tomar muestras del material encontrado, las cuales se deberán conservar para futura referencia y/o ensayos. Se deberán preparar registros de los sondeos con un nivel de detalle suficiente que permita ubicar los estratos de los materiales, los resultados de los ensayos de penetración, el agua freática, cualquier acción artesiana y el lugar donde se tomaron las muestras, se deberá prestar particular atención a la detección de vetas blandas y de poco espesor que pudieran encontrarse en los límites de los estratos.

Se deberán tapar los sondeos y los orificios producto de los ensayos de penetración para impedir la contaminación del agua.

Los estudios de suelo se deberán realizar hasta encontrar un material competente que tenga una capacidad de carga adecuada, o hasta una profundidad en la cual las tensiones adicionales debidas a la carga estimada de las zapatas sea menor que 10% de la tensión efectiva debida a la sobrecarga de suelo existente, cualquiera sea la que resulte mayor. Si a escasa profundidad se encuentra un lecho de roca, el sondeo deberá avanzar como mínimo 3000 mm hacia el interior del lecho de roca o hasta la profundidad correspondiente al nivel de fundación proyectado, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Se deberán realizar ensayos en laboratorio y/o in situ para determinar las características de resistencia, deformación y flujo de los suelos y/o rocas y establecer si son adecuados para la fundación seleccionada.

18.2.2.2.2 Ensayos de laboratorio

18.2.2.2.2.1 Generalidades

Los ensayos en laboratorio se deberán realizar de acuerdo con las normas AASHTO o ASTM correspondientes o de acuerdo con las normas provistas por el MTC y pueden incluir los siguientes ensayos para suelos y rocas.

18.2.2.2.2.2 Ensayos para suelos

Los ensayos de suelos realizados en laboratorio pueden incluir:

- Contenido de agua - ASTM D 4643
- Gravedad específica - AASHTO T 100 (ASTM D - 854)
- Distribución granulométrica - AASHTO T 88 - (ASTM D 422)

- Límite líquido y límite plástico - AASHTO T 90 - (ASTM D 4318)
- Ensayo de corte directo - AASHTO T 236 (ASTM D 3080)
- Ensayo de compresión no confinado - AASHTO T 208 (ASTM D 2166)
- Ensayo triaxial no consolidado no drenado - ASTM D 2850
- Ensayo triaxial consolidado no drenado - AASHTO T 297 (ASTM D 4767)
- Ensayo de consolidación - AASHTO T 216 (ASTM D 2435 o D 4186)
- Ensayo de permeabilidad - AASHTO T 215 (ASTM D 2434)

18.2.2.2.2.3 Ensayos para rocas

Los ensayos de rocas realizados en laboratorio pueden incluir:

- Determinación de módulos de elasticidad - ASTM D 3148
- Ensayo de compresión triaxial - AASHTO T 266 (ASTM D 2664)
- Ensayo de compresión no confinada - ASTM D 2938
- Ensayo de resistencia a la tracción por compresión diametral - ASTM D 3967

18.2.2.2.3 Ensayos in situ

18.2.2.2.3.1 Generalidades

Se pueden realizar ensayos in situ para obtener los parámetros de deformación y resistencia de los suelos o rocas de fundación a utilizar en el diseño y/o análisis.

Los ensayos se deberán realizar de acuerdo con las normas recomendadas por ASTM o AASHTO y/o MTC, y pueden incluir tanto ensayos de suelo in situ como ensayos de roca in situ.

18.2.2.2.3.2 Ensayos para suelos

Los ensayos de suelos realizados in situ incluyen:

- Ensayo de Penetración Estándar - AASHTO T 206 - (ASTM D 1586)
- Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático) - ASTM D 3441
- Ensayo del Molinete - AASHTO T 223 (ASTM D 2573)
- Ensayo Presiométrico - ASTM D 4719
- Ensayo con Placa de Carga - AASHTO T 235 (ASTM D 1194)
- Ensayo de Pozo (Permeabilidad) - ASTM D 4750

18.2.2.2.3.3 Ensayos para rocas

Los ensayos realizados in situ pueden incluir:

- Deformabilidad y resistencia de rocas débiles mediante un ensayo de compresión uniaxial in situ - ASTM D 4555.
- Determinación de la resistencia al corte directa de las discontinuidades de las rocas - ASTM D 4554
- Módulo de deformación de una masa de roca usando el método de la placa de carga flexible - ASTM D 4395
- Módulo de deformación de una masa de roca usando un ensayo de tesado radial - ASTM D 4506
- Módulo de deformación de una masa de roca usando el método de la placa de carga rígida - ASTM D 4394
- Determinación de la tensión y el módulo de deformación utilizando el método del gato plano - ASTM D 4729
- Tensión en rocas usando el método de fractura hidráulica - ASTM D 4645

18.3 MUROS

18.3.1 GENERALIDADES

Se define muro como: Toda estructura continua que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno natural o artificial”.

Son estructuras destinadas a garantizar la estabilidad de la plataforma o a protegerla de la acción erosiva de las aguas superficiales. Se utilizan para contener los rellenos o para defender la vía de eventuales derrumbes.

Los muros de sostenimiento rígidos de gravedad y semigravedad se pueden utilizar para subestructuras de puente o separación de taludes y generalmente se construyen para aplicaciones permanentes.

Los muros de contención o sostenimiento deben ser diseñados para resistir el volteo, deslizamiento y ser adecuados estructuralmente. Estas estructuras deben ser capaces de contener o soportar las presiones laterales o empujes de tierras generadas por terrenos naturales o rellenos artificiales y cargas.

Los muros de contención mecánicamente estabilizados tienen sus rellenos estabilizados mediante la inclusión de elementos de refuerzo tales como tiras metálicas, varillas, mallas de alambre soldado, geotextiles y geomallas. Estos muros son relativamente flexibles y pueden sustentar grandes desplazamientos verticales y horizontales sin mucho daño.

No se deberán utilizar muros rígidos de gravedad o semigravedad sin fundaciones profundas si el suelo/roca de apoyo tiene tendencia a sufrir asentamientos totales o diferenciales excesivos.

De esta definición quedan excluidos aquellos sistemas que, o bien, de forma puntual (anclajes o pernos de anclaje) o de forma lineal (cables y mallas), pueden estabilizar una masa de terreno.

18.3.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN SU FUNCIONALIDAD

Los muros, según su clasificación funcional, pueden ser:

MUROS

CONTENCIÓN



SOSTENIMIENTO



RECUBRIMIENTO Y/O PROTECCION



Nota:

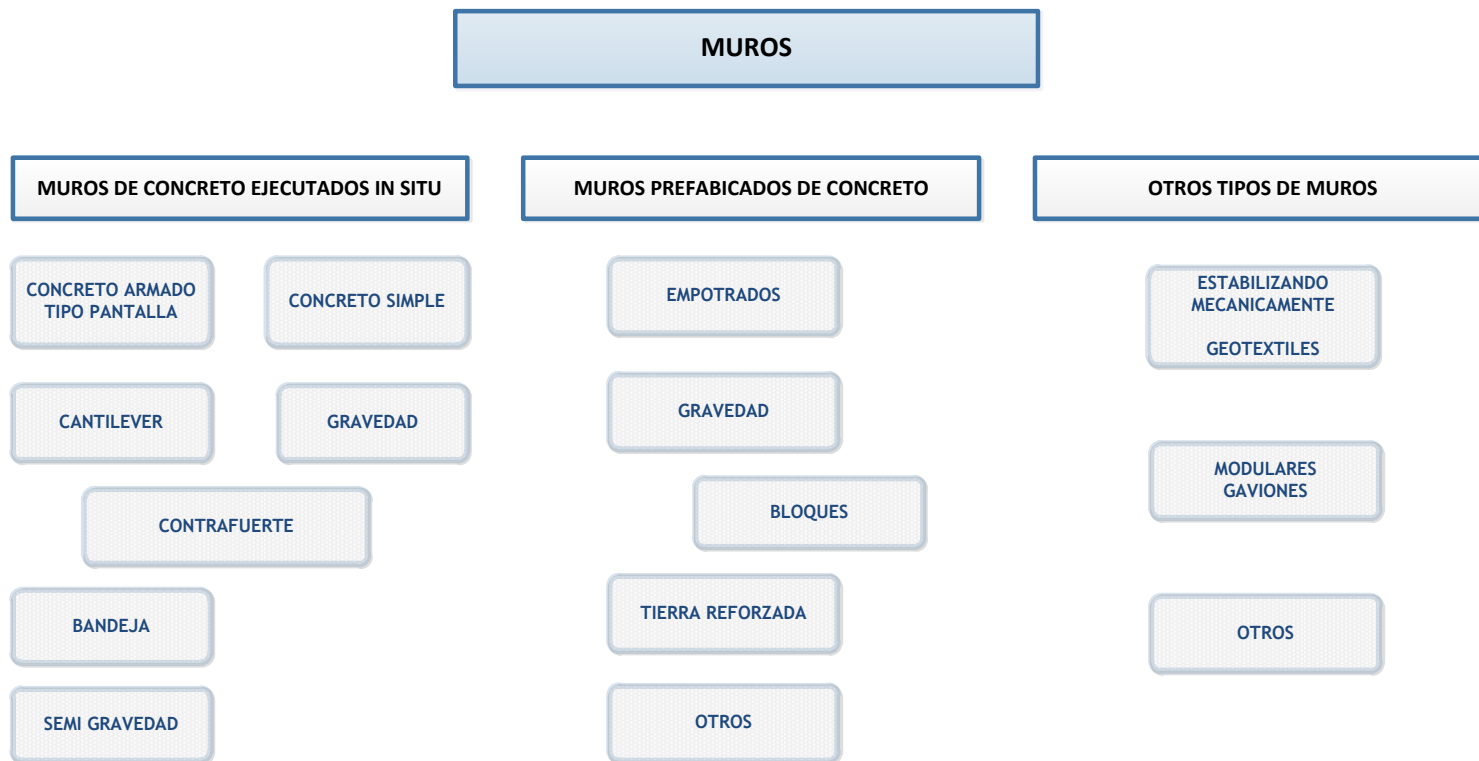
CONTENCIÓN: Se emplea para la estabilidad al terreno natural u otro material cuando se modifica su talud natural o terrenos inestables.

SOSTENIMIENTO: Se construye separado del terreno natural dejando un espacio vacío que posteriormente se rellena con un material seleccionado, con el objeto de sostener el terraplén con un muro y ampliar la plataforma de la carretera.

RECUBRIMIENTO: Su función principal es proteger superficialmente al terreno natural de la acción del intemperismo (erosión y meteorización).

18.3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN TIPO DE MATERIAL.

Los muros, según su material, forma pueden dividirse en:



18.3.4 CARGAS

Los muros de sostenimiento se deberán investigar para las siguientes cargas:

- Los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo;
- El peso propio del estribo/muro de sostenimiento;
- Las cargas aplicadas por la superestructura del puente;
- Los efectos térmicos y la deformación por contracción; y
- Las cargas sísmicas, de acuerdo con lo especificado en el [Capítulo 20](#) y en otros capítulos de este volumen.

Se deberán aplicar los requisitos de los [Numerales 20.4 y 19.2.5](#). Para los cálculos de estabilidad las cargas del suelo se deberán multiplicar por los factores de carga máximos y/o mínimos indicados en la [Tabla 19.6](#), según corresponda.

El diseño se deberá investigar considerando cualquier combinación de esfuerzos que pudiera producir la condición de carga más desfavorable. Los estribos sobre tierra estabilizada mecánicamente y los muros modulares prefabricados se deberán diseñar de acuerdo con los [Numerales 21.11 y 23.6](#).

Para el cálculo de las solicitaciones en los muros el peso del material de relleno ubicado directamente sobre una cara posterior inclinada o escalonada o sobre la base de una zapata de concreto armado se puede considerar parte del peso efectivo del muro.

Si se utilizan zapatas, a menos que se utilice un método más exacto, la proyección posterior se deberá diseñar como un voladizo soportado por el alma del muro y cargado con la totalidad del peso del material superpuesto.

18.3.5 ESTRIBOS INTEGRALES

Los estribos integrales se deberán diseñar de manera que resistan y/o absorban las deformaciones por fluencia lenta, contracción y efectos térmicos de la superestructura.

Para determinar los potenciales movimientos de un estribo se deberán considerar los efectos de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta y el acortamiento debido a la pérdida de pretensado a largo plazo.

Las máximas longitudes de tramo de diseño, las consideraciones de diseño y los detalles de armado deberán satisfacer las recomendaciones indicadas en el documento FHWA Technical Advisory T 5140.13 (1980), excepto en aquellos casos en los cuales exista experiencia local suficiente que justifique lo contrario.

Para evitar que ingrese agua detrás del estribo la losa de acceso deberá estar conectada directamente al estribo (no a los muros de ala), y se deberán tomar recaudos adecuados para permitir el drenaje del agua que pudiera quedar atrapada.

18.3.6 MUROS TIPO ALA

Los muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica con los estribos o bien se pueden separar de la pared del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente.

Las longitudes de los muros de ala se deberán calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Los muros de ala deberán tener una longitud

suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión.

18.3.7 ARMADURA

18.3.7.1 Muros de sostenimiento convencionales.

La armadura para resistir la formación de fisuras por temperatura y contracción.

18.3.7.2 Muros de ala

Se deberán disponer barras de armadura o secciones laminadas adecuadas separadas a través de toda la unión entre los muros de ala y los estribos para unirlos entre sí.

Estas barras se deberán prolongar hacia el interior de la mampostería a cada lado de la unión una longitud suficiente para desarrollar la resistencia de las barras tal como se especifica para las barras de armadura, y su longitud deberá ser variable para evitar la generación de planos de debilidad en el concreto en sus extremos. Si no se utilizan barras se deberá proveer una junta de expansión

y el muro de ala se deberá construir de modo que esté "trabado" con el cuerpo del estribo.

18.3.8 JUNTAS DE EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN

En los muros de sostenimiento convencionales se deberán proveer juntas de contracción a intervalos no mayores que 9 000 mm y juntas de expansión a intervalos no mayores que 27 000 mm. Todas las juntas se deberán llenar con un material aprobado que asegure que las juntas trabajen de forma apropiada.

18.3.9 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

18.3.9.1 Estribos

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 19.2.2](#) según corresponda.

18.3.9.2 Muros de sostenimiento convencionales

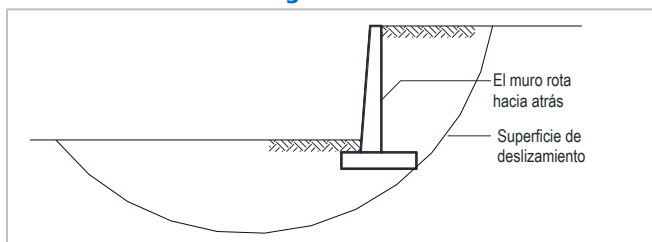
Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 19.2.2](#) según corresponda.

18.3.9.3 Estabilidad global

La estabilidad global de todos los muros de sostenimiento, el talud retenido y el suelo o roca de fundación se deberán evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite. También se deberá investigar la estabilidad global de los taludes temporarios desmontados para facilitar la construcción.

Para los muros de sostenimiento contruidos sobre depósitos de suelo blando puede ser necesario realizar estudios, ensayos y análisis especiales.

Figura 18.1



La estabilidad global de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación se deberá investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I adoptando un factor de resistencia adecuado.

En ausencia de información más precisa, el factor de resistencia ϕ se podrá tomar como:

- Si los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural: 0.75
- Si los parámetros geotécnicos se basan en información limitada o si el talud contiene o soporta un elemento estructural: 0.65

18.3.10 CAPACIDAD DE CARGA Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

18.3.10.1 Generalidades

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por aplastamiento, vuelco y deslizamiento.

18.3.10.2 Capacidad de carga

La capacidad de carga se deberá investigar en el estado límite de resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas, y asumiendo las siguientes distribuciones de la presión del suelo:

- Si el muro es soportado por una fundación en suelo:

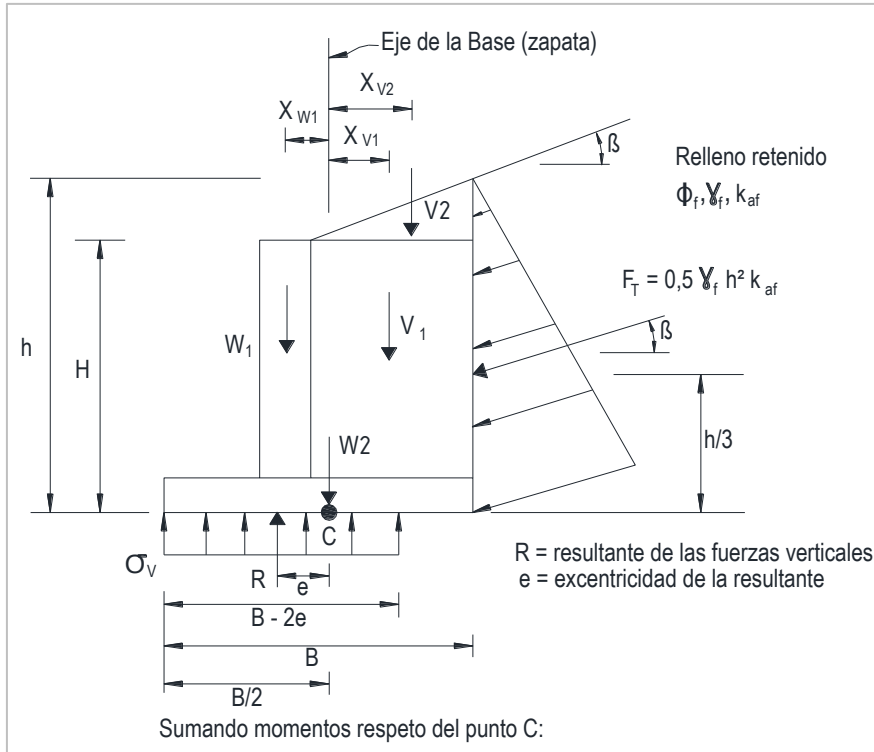
La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la [Figura 18.2](#). La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (11.6.3.2-1 \text{ AASHTO})$$

Donde:

$\sum V$ = sumatoria de las fuerzas verticales y las demás variables son como se define en la [Figura 18.2](#)

Figura 18.2 Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundaciones en suelo



$$e = \frac{\frac{(F_T \cos \beta) h}{3} - \frac{(F_T \sin \beta) B}{2} - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin \beta}$$

- Si el muro es soportado por una fundación en roca: la tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la [Figura 18.3](#). Si la resultante cae dentro del tercio central de la base,

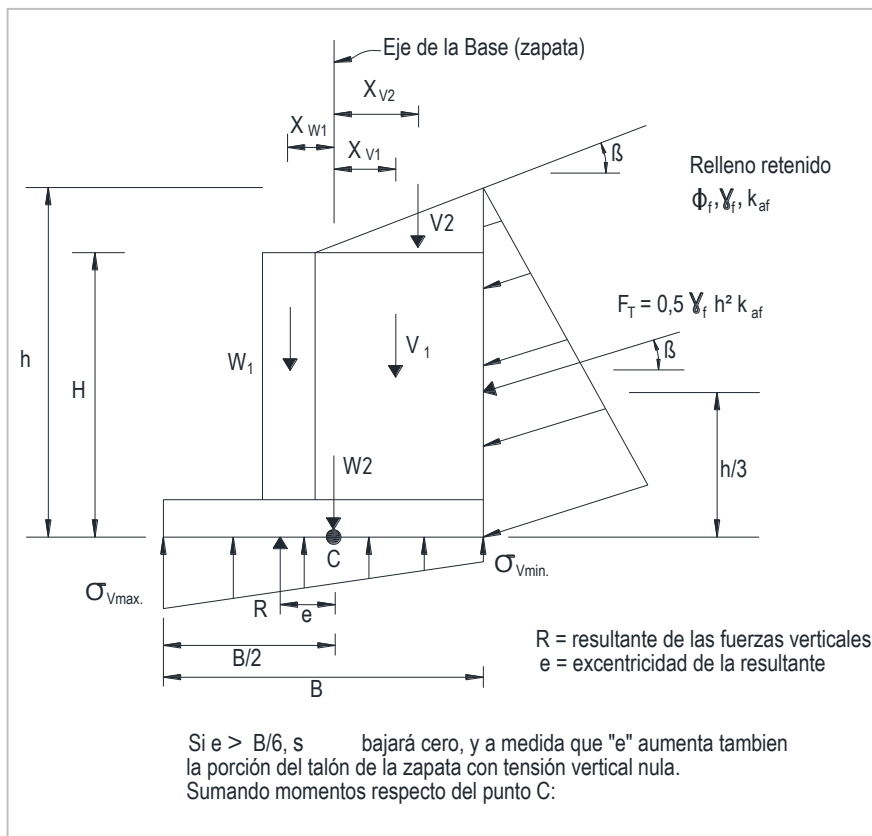
$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) \quad \sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right)$$

Donde las variables son como se define en la [Figura 18.2](#)

Si la resultante cae fuera del tercio central de la base,

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \Sigma V}{3 \left[\left(\frac{B}{2} - e \right) \right]} \quad \sigma_{\min} = 0$$

Figura 18.3 Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundaciones en roca



$$e = \frac{\frac{(F_t \cos \beta)h}{3} - \frac{(F_t \sin \beta)B}{2} - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_t \sin \beta}$$

18.3.10.3 Vuelco

En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base. En las fundaciones en roca la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los tres cuartos centrales del ancho de la base.

18.3.10.4 Erosión subsuperficial

En el caso de los muros construidos a lo largo de ríos y arroyos, durante el diseño se deberá evaluar la socavación de los materiales de fundación. Si se anticipan condiciones potencialmente problemáticas el diseño deberá incorporar medidas de protección adecuadas.

El gradiente hidráulico no deberá ser mayor que:

- ✓ Para limos y suelos cohesivos: 0.20
- ✓ Para otros suelos no cohesivos: 0.30

Si hay infiltración de agua debajo del muro se deberán considerar los efectos de las fuerzas de levantamiento e infiltración.

18.3.10.5 Resistencia pasiva

Para los cálculos de estabilidad se deberá despreciar la resistencia pasiva, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la profundidad de máxima socavación, regiones potencialmente afectadas por ciclos de congelamiento y deshielo u otras perturbaciones. En este último caso solo se deberá considerar efectiva la longitud embebida debajo de la mayor de estas profundidades.

Si para asegurar la adecuada estabilidad del muro se utiliza la resistencia pasiva, la resistencia pasiva calculada del suelo delante de los estribos y muros de sostenimiento convencionales deberá ser suficiente para impedir movimientos inaceptables del muro hacia delante.

La resistencia pasiva se deberá despreciar si el suelo que proporciona resistencia pasiva es o potencialmente puede ser blando, suelto o alterado, o si el suelo y el muro no están en contacto firme.

18.3.10.6 Deslizamiento

Se deberán aplicar los requisitos del [Artículo 10.6.3.4 ASSHTO LRFD, 2014](#).

18.3.11 SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES

El diseño estructural de los elementos individuales y las fundaciones de los muros de sostenimiento se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de las [Secciones 5, 6, 7 y 8 ASSHTO LRFD, 2014](#).

Lo indicado el [Artículo 10.6.1.3 ASSHTO LRFD, 2014](#), será utilizado para determinar la distribución de la presión de contacto para el diseño estructural de las zapatas.

El diseño estructural de los elementos individuales y las fundaciones de los muros de sostenimiento se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de las [Secciones 5, 6, 7 y 8 ASSHTO LRFD, 2014](#).

Lo indicado en el [Artículo 10.6.1.3 ASSHTO LRFD, 2014](#), será utilizado para determinar la distribución de la presión de contacto para el diseño estructural de las zapatas.

18.3.12 DISEÑO SISMO RESISTENTE

El efecto de las cargas sísmicas sobre los muros se deberá investigar utilizando el estado límite correspondiente a evento extremo con factores de resistencia unitarios ($\phi = 1.0$), una metodología aceptable de acuerdo a lo señalado en el [Numeral 19.2](#) y la [Tabla 19.2](#).

Para las fundaciones en suelo y roca la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar ubicada en los dos tercios centrales de la base para $\gamma_{EQ} = 0.0$ y dentro de los ocho décimos centrales de la base para $\gamma_{EQ} = 1.0$.

Para valores de γ_{EQ} comprendidos entre 0.0 y 1.0 las restricciones referidas a la ubicación de la resultante se deberán obtener interpolando linealmente entre los valores especificados en el presente artículo.

Si se satisfacen todas las condiciones siguientes las cargas sísmicas horizontales se pueden reducir, como resultado del movimiento lateral del muro debido al

deslizamiento, a partir de los valores determinados usando el método de Mononobe-Okabe:

- ✓ El muro y cualquier estructura soportada por el muro pueden tolerar movimientos laterales resultantes del resbalamiento de la estructura.
- ✓ La base del muro no está restringida contra el deslizamiento, excepto por la fricción del suelo en su base y la mínima resistencia pasiva del suelo.
- ✓ Si el muro funciona como un estribo, el coronamiento del muro tampoco está restringido (por ejemplo el caso de una superestructura soportada por apoyos deslizantes).
- ✓ Si para estudiar la estabilidad global del muro de sostenimiento se incluye la carga sísmica se deberá utilizar un factor de resistencia $\phi = 0.9$.

18.3.13 DRENAJE

Se deberá proveer drenaje para los rellenos detrás de los estribos y muros de sostenimiento. Si no fuera posible proveer drenaje, el estribo o muro se deberá diseñar para las cargas debidas al empuje del suelo más la presión hidrostática total debida al agua en el relleno.

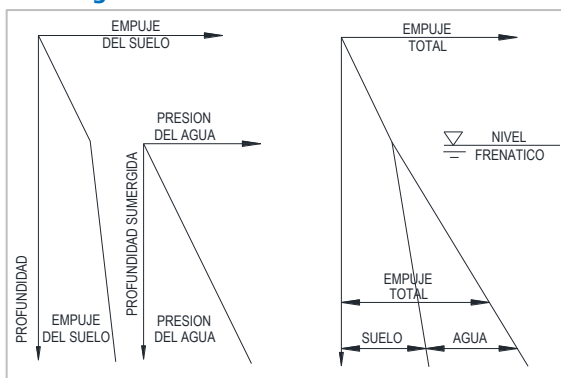
18.3.14 PRESENCIA DEL AGUA.

Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo. En casos en los cuales se anticipa que habrá endicamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo. Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar las densidades del suelo sumergido.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

En la [Figura 18.4](#) se ilustra el efecto de la presión adicional provocada por el nivel freático.

Figura 18.4 Efecto del nivel freático



Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, mechinales, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos.

Las presiones del agua intersticial detrás del muro se pueden aproximar mediante procedimientos de flujo neto o mediante diversos métodos analíticos.

18.3.15 COMPACTACIÓN.

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación.

18.4 FILOSOFÍA DE DISEÑO.

18.4.1 GENERALIDADES

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética, según los objetivos de diseño.

Independientemente del tipo de análisis utilizado, la [Ecuación 18.1](#) se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

18.4.2 ESTADOS LÍMITES

18.4.2.1 Generalidades

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la [Ecuación 18.1](#) para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1,0 excepto para pernos de anclaje. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \text{ (Ecuación 18.1)}$$

Donde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

Donde:

- γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones
- ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.
- η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- η_D = factor relacionado con la ductilidad.
- η_R = factor relacionado con la redundancia.
- η_I = factor relacionado con la importancia operativa
- Q_i = solicitación
- R_n = resistencia nominal
- R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

CAPÍTULO XIX ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA.**19.1 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA PARA FUNDACIONES****19.1.1 GENERALIDADES**

Los estados límite deberán ser como se especifica en el [Numeral 18.8.2](#). Esta sección contiene aclaraciones específicas correspondientes a las fundaciones y muros.

19.1.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

El diseño de las fundaciones para el estado límite de servicio deberá incluir:

- ✓ Los asentamientos,
- ✓ Los desplazamientos laterales,
- ✓ La capacidad de carga estimada usando la presunta presión de contacto
- ✓ La estabilidad global.

La consideración de los asentamientos se deberá basar en criterios de transitabilidad ("rideability") y economía.

La evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin unidades de fundación se debería realizar en el estado límite de servicio en base a la Combinación de Cargas correspondiente a Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado. En ausencia de mejor información, el factor de resistencia ϕ se podrá tomar Como:

- Cuando los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural 0.85
- Cuando los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, o cuando el talud soporta o contiene un elemento estructural 0.65

19.1.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

El diseño de las fundaciones para el estado límite de resistencia deberá incluir:

- ✓ Capacidad de carga, excepto la presión de contacto presunta;
- ✓ Pérdida de contacto excesiva;
- ✓ Deslizamiento en la base de la zapata;
- ✓ Pérdida de apoyo lateral; y
- ✓ Capacidad estructural.

Las fundaciones se deberán dimensionar de manera tal que la resistencia mayorada sea mayor o igual que las solicitaciones correspondientes a las cargas mayoradas especificadas en el [Capítulo 21](#).

19.1.4 ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTES A EVENTOS EXTREMOS

Cuando corresponda, las fundaciones se deberán diseñar para eventos extremos.

19.1.5 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de resistencia para los diferentes tipos de sistemas de fundación en el estado límite de resistencia se deberán tomar como se especifica en las [Tablas 19.3](#) a [19.5](#), a menos que se encuentren disponibles valores específicos correspondientes a la región. Cuando se especifican fundaciones con pilotes, la documentación técnica deberá especificar el nivel de verificación in situ de la

capacidad de los pilotes. La verificación in situ especificada deberá ser consistente con el valor de λ_v tomado de la [Tabla 19.3](#).

Los factores de resistencia para el estado límite de servicio se deberán considerar iguales a 1.0.

19.2 ESTADO LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA PARA MUROS DE SOSTENIMIENTO

19.2.1 GENERALIDADES

Los muros de sostenimiento se deberán diseñar de manera que soporten los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo el peso de cualquier sobrecarga de suelo, el peso propio del muro, los efectos de contracción, temperatura y las cargas sísmicas.

Las estructuras de sostenimiento de tierra se deberán diseñar para una vida de servicio basada en la consideración de los potenciales efectos a largo plazo provocados por el deterioro de los materiales, infiltración, corrientes eléctricas desviadas y otros factores ambientales potencialmente adversos sobre los componentes materiales que constituyen la estructura.

Tabla 19.1 Vida mínima de servicio de muros

DESCRIPCIÓN	VIDA DE SERVICIO MÍNIMA
MUROS DE SOSTENIMIENTO PERMANENTES ESTRUCTURAS ESPECIALES ⁽¹⁾	100 AÑOS
MUROS DE SOSTENIMIENTO PERMANENTES	75 AÑOS
MUROS DE SOSTENIMIENTO TEMPORARIOS	36 MESES

(1) Para los muros de sostenimiento que soportan estribos de puentes, edificios, servicios públicos críticos u otras instalaciones en las cuales las consecuencias de un comportamiento inadecuado o la falla serían inaceptables se puede utilizar un mayor nivel de seguridad y/o una vida de servicio más prolongada.

Las estructuras permanentes se deberán diseñar de manera que conserven una apariencia agradable y que esencialmente no requieran mantenimiento durante la totalidad de la vida de servicio utilizada para el diseño.

19.2.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.

Los muros de sostenimiento, se deberán investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos en el estado límite de servicio; también se deberá verificar su estabilidad global en el estado límite de servicio. Los criterios para establecer cuáles son las deformaciones verticales y laterales admisibles para los muros de sostenimiento se deberán desarrollar en base al tipo de muro y a la función que ha de desempeñar, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que implicarían los movimientos inaceptables para el muro y cualquier estructura cercana que pudiera resultar afectada, tanto estructural como estéticamente. La estabilidad global se deberá evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite.

Para los muros anclados las deflexiones se deberán estimar de acuerdo con los requisitos del [Numeral 24.3.1](#). Para los muros de tierra estabilizada mecánicamente las deflexiones se deberán estimar de acuerdo con los requisitos del [Numeral 23.4](#).

19.2.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

Los muros de sostenimiento se deberán investigar en los estados límites de resistencia utilizando la [Ecuación 18.1](#) para:

- ✓ Falla por capacidad de carga,
- ✓ Deslizamiento lateral,
- ✓ Pérdida excesiva de contacto en la base,
- ✓ Falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo, y
- ✓ Falla estructural.

19.2.4 RESISTENCIA REQUERIDA.

Los estribos, pilas y estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar utilizando los métodos apropiados especificados en el [Numeral 21](#), de manera que su resistencia satisfaga el [Numeral 19.2.5](#). La resistencia mayorada, R_R , calculada para cada uno de los estados límites aplicables deberá ser igual a la resistencia nominal, R_n , multiplicada por un factor de resistencia apropiado, ϕ , especificado en la siguiente tabla.

Tabla 19.2 Factores de resistencia para muros de sostenimiento permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros tipo pantalla y muros anclados		
Capacidad de carga de los elementos verticales		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva de los elementos verticales		
Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽¹⁾	• Suelos no cohesivos (granulares)	0.65
	• Suelos cohesivos	0.70
	• Roca	0.50
Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽²⁾	• Cuando se realizan ensayos de verificación	1.0
Resistencia a la tracción de los tendones de anclajes	• Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A 615M)	0.90 ⁽³⁾
	• Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A 722M)	0.80 ⁽³⁾
Capacidad de flexional de los elementos verticales		0.90
Muros de tierra estabilizada mecánicamente		Se aplica el artículo 10.5
Capacidad de carga		Se aplica el artículo 10.5
Resbalamiento		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y sus conectores.	Refuerzo en forma de fajas ⁽⁴⁾	
	• Carga estática	0.75
	• Carga combinada estática/sísmica	1.00
	Refuerzo en forma de grilla ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	
	• Carga estática	0.65
	• Carga combinada estática/sísmica	0.85
Resistencia a la tracción de los refuerzos geosintéticos y sus conectores.	• Carga estática	0.90
	• Carga combinada estática/sísmica	1.20
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos por tracción	• Carga estática	0.90
	• Carga combinada estática/sísmica	1.20
Muros modulares prefabricados		
Capacidad de carga		Se aplica el artículo 10.5
Resbalamiento		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva		Se aplica el artículo 10.5

(1) Se aplica a las tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas para el diseño preliminar.

(2) Se aplica cuando se realizan ensayos de verificación hasta una carga igual a 1.0 o más veces la carga de diseño mayorada en el anclaje.

(3) Se aplica a la máxima carga del ensayo de verificación para el anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia a F_y . Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia a la tracción última garantizada.

(4) Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de las secciones con orificios reducir el área bruta y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.

(5) Se aplica a los refuerzos en forma de malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo un panel o bloque de hormigón. Para los refuerzos en forma de malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en forma de faja.

19.2.5 COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA.

Las estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar para todas las combinaciones de cargas aplicables especificadas en el [Numeral 20.2.1](#).

Las [Figuras 19.1](#) y [19.2](#) ilustran cómo se aplican típicamente los factores de carga para producir las solicitaciones extremas totales mayoradas para evaluar la estabilidad externa de los muros de sostenimiento. Si es necesario considerar una sobrecarga, la fuerza mayorada debida a la sobrecarga generalmente se incluye sobre el relleno inmediatamente encima del muro solamente a los fines de evaluar la capacidad de carga de las fundaciones y el diseño de la estructura, tal como se ilustra en la [Figura 19.3](#).

La sobrecarga debida a esta sobrecarga de suelo no se incluye encima del muro para evaluar la excentricidad, el deslizamiento u otros mecanismos de falla para los cuales esta sobrecarga de suelo representaría una contribución a la resistencia. El factor de carga correspondiente a la sobrecarga de suelo es igual tanto para las solicitaciones verticales como para las solicitaciones horizontales.

Las cargas y esfuerzos permanentes y transitorios ilustrados en las figuras incluyen, pero no se limitan a, los siguientes:

- **Cargas permanentes:**

- DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- EH = empuje horizontal del suelo
- ES = sobrecarga de suelo
- EV = empuje vertical debido al peso propio del suelo de relleno.

- **Cargas transitorias:**

- LS = sobrecarga viva
- WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

Figura 19.1 Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga

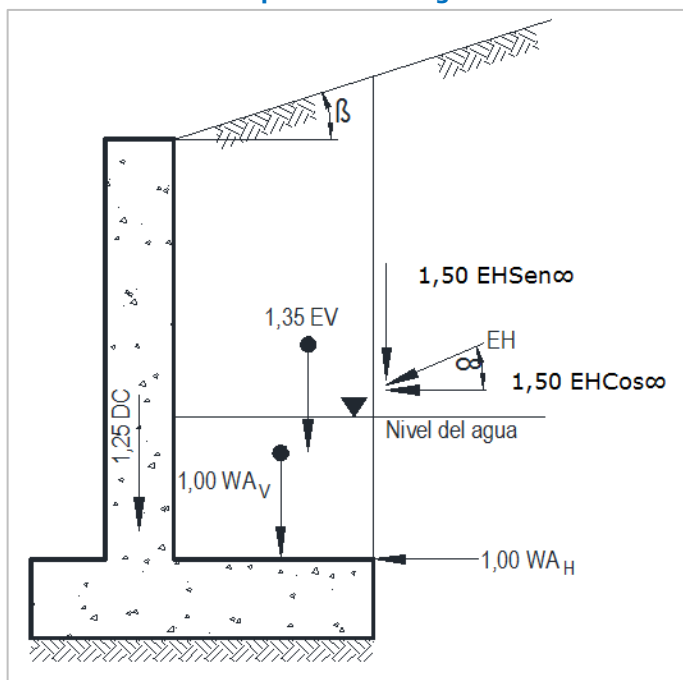


Figura 19.2 típica aplicación de los factores de carga para determinar el deslizamiento y la excentricidad

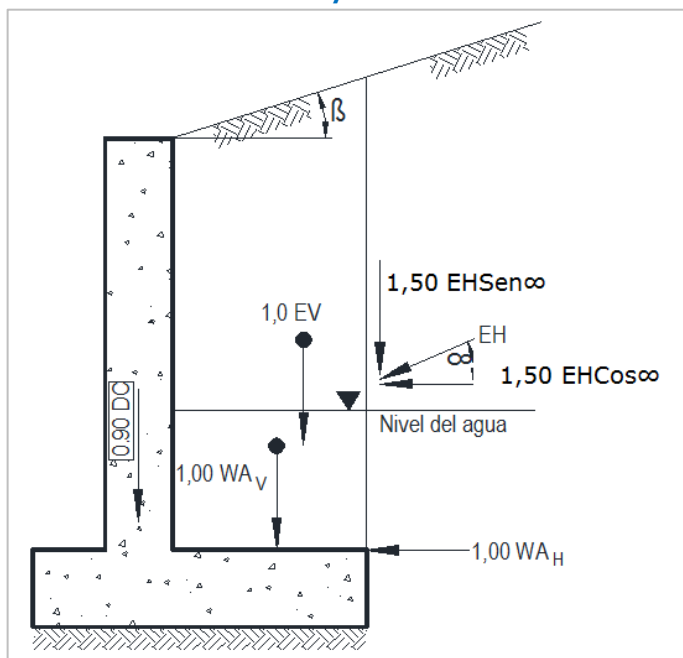
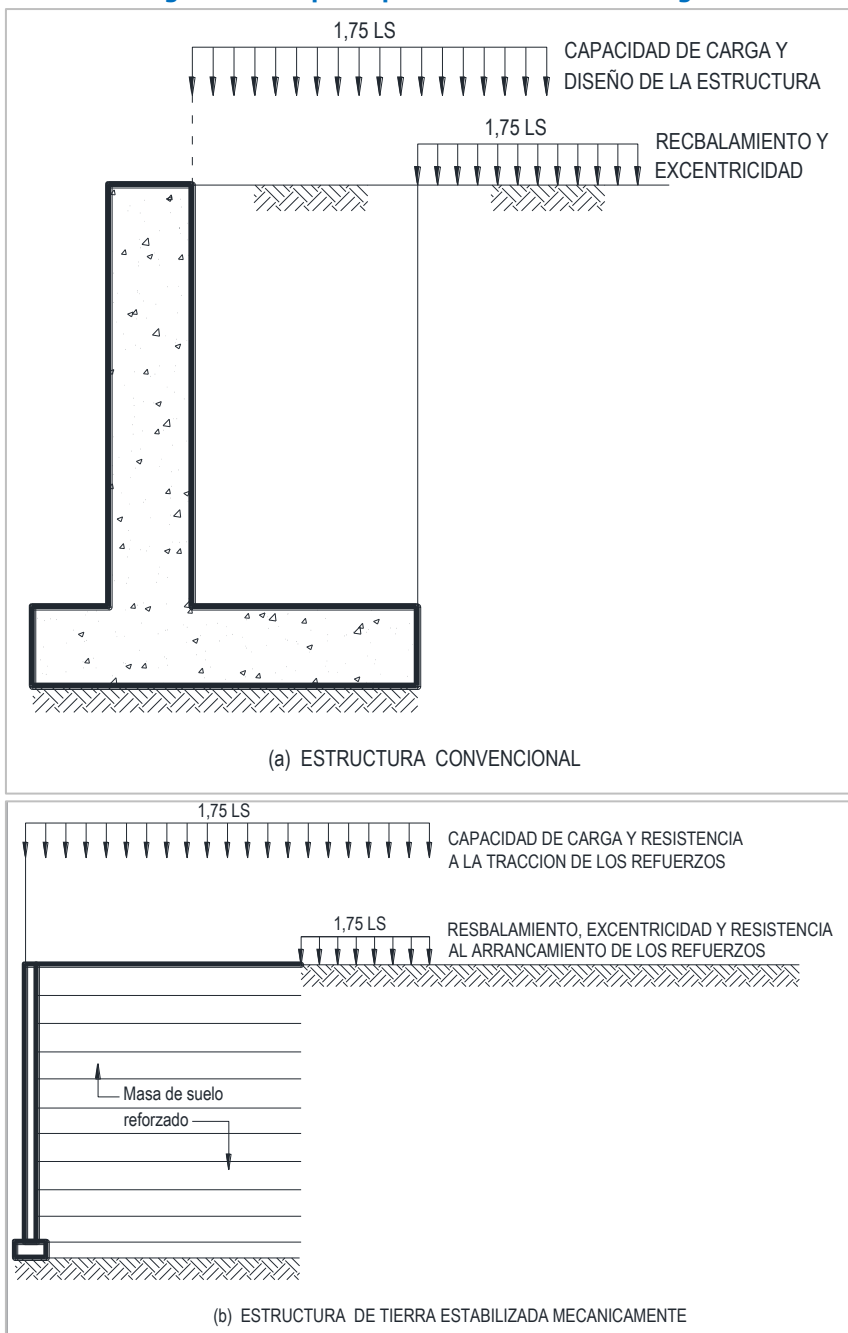


Figura 19.3 típica aplicación de las sobrecargas



19.2.6 FACTORES DE RESISTENCIA.

Los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones se especifican en las [Tablas 19.3](#) a [19.5](#) y en la [Tabla 19.2](#).

Tabla 19.3 Factores de resistencia para resistencia geotécnica de cimentación superficial en estado límite de resistencia.

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga	Φ_b	Método teórico (Munfakh,2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh,2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh,2001), en arena, usando SPT	0.45
		Método semi-empírico (Munfakh,2001), todos los suelos	0.45
		Zapatillas en roca	0.45
		Prueba de carga de placa	0.55
deslizamiento	Φ_t	Concreto prefabricado colocado sobre arena.	0.90
		Concreto llenado en in-situ sobre arena.	0.80
		Concreto prefabricado o llenado en sitio sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	Φ_{ep}	Componente de la presión activa	0.50

Tabla 19.4 Factores de resistencia para pilotes hincados

CONDICIÓN / MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE RESISTENCIA		FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia Portante Nominal para pilote individual. Método de Análisis Dinámico y prueba de carga estática Φ_{dyn}	Establecido el criterio de hincado mediante pruebas de carga estática, como mínimo de un pilote, y prueba de carga dinámica de por lo menos de dos pilotes, pero no menor que el 2% de la producción de pilotes.	0.80
	Establecido el criterio de hincado mediante pruebas de carga estática, como mínimo de un pilote, sin prueba dinámica.	0.75
	Establecido el criterio de hincado mediante pruebas de carga dinámica llevadas a cabo sobre el 100% de la producción de pilotes.	0.75
	Establecido el criterio de hincado mediante pruebas de dinámica con señal que combina un inicio de condiciones BOR, como mínimo un pilote de la producción para un pilar, pero no menor que el número de pruebas por ubicación indicado en la tabla (10.5.5.2.3-3 AASHTO)	0.65
	Análisis de la ecuación de onda, sin medidas dinámicas del pilote o prueba de carga, solamente al final del hincado.	0.50
	FHWA – GATES fórmula dinámica de pilote modificada (solamente al final del hincado)	0.40
	Nuevo record de la ingeniería, fórmula dinámica de hincado de pilote, (define en el artículo 10.7.3.8.5 AASHTO)	0.10

CONDICIÓN / MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE RESISTENCIA		FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia nominal de pilote individual en comprensión axial - Métodos de análisis estáticos, ϕ_{stat}	Fricción superficial y apoyo de punta: Arcilla y suelos mixtos	
	Método α (Tomlinson, 1987; Skempton, 1951)	
	Método β (Esrig y Kirby, 1979; Skempton, 1951)	0.35
	Método (Vijayvergiya y Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.25
	La resistencia lateral y de apoyo del extremo: Arena	0.40
	Nordlund / Thurman Método (Hannigan et al., 2005)	0.45
	Método SPT (Meyerhof)	0.30
	Método CPT (Schmertmann)	0.50
	Terminará teniendo en roca (Canadian Geotech. Sociedad, 1985)	0.45
Falla de bloque, ϕ_{b1}	arcilla	0.60
Resistencia a levantamiento de pilas individuales, ϕ_{up}	Método Nordlund	0.35
	Método α	0.25
	Método β	0.20
	Método λ	0.30
	Método SPT	0.25
	Método CPT	0.40
	prueba de carga estática	0.60
	prueba dinámica con coincidencia de señal	0.50
Resistencia a levantamiento de grupo de pilotes, ϕ_{ug}	todos los suelos	0.50
Resistencia geotécnica horizontal de pilote individual o grupo de pilotes	Todos los suelos y rocas	1.0
Estado límite estructural	Pilotes de acero artículo 6.5.4.2	Ver las disposiciones del
	Pilotes de concreto artículo 5.5.4.2.1	Ver las disposiciones del artículo
	Pilotes de madera artículo 8.5.2.2 y 8.5.2.3	Ver lo dispuesto en el Artículo
Análisis de manejabilidad de los pilotes, ϕ_{da}	Pilotes de acero artículo 6.5.4.2	Ver las disposiciones del
	Pilotes de concreto artículo 5.5.4.2.1	Ver las disposiciones del
	Pilotes de madera artículo 8.5.2.2	Ver las disposiciones del
	En los tres artículos identificados anteriormente, el uso ϕ identificado como "resistencia durante el hincado de pilotes"	

* Prueba dinámica requiere de coincidencia de señal, y las mejores estimaciones de la resistencia nominal están hechos de un reencendido. Pruebas dinámicas están calibradas para la prueba de carga estática, cuando esté disponible.

Tabla 19.5 Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes perforados.

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia nominal a la Compresión Axial del Pilote Excavado, Φ_{stat}	Resistencia lateral en arcilla	α -método (Brown, 2010)	0.45
	Resistencia de Punta en arcilla	Tensión total (Brown, 2010)	0.40
	Resistencia lateral en arena	β -método (Brown, 2010)	0.55
	Resistencia de Punta en arena	Brown, 2010	0.50
	Resistencia lateral en cohesión IGMs	Brown, 2010	0.55
	Resistencia de Punta en cohesión IGMs	Brown, 2010	0.55
	Resistencia lateral en roca	Kulhawy, 2005 Brown, 2010	0.55
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988)	0.50
	Resistencia de Punta en roca	Canadian Geotechnical Society (1985) Pressuremeter Method (Canadian Geotechnical Society, 1985) Brown, 2010	0.50
Falla en bloque, Φ_{b1}	Arcilla		0.55
Resistencia contra el levantamiento de pilotes perforados individuales, Φ_{up}	Arcilla	α -método (Brown, 2010)	0.35
	Arena	β -método (Brown, 2010)	0.45
	Roca	Kulhawy, 2005 Brown, 2010	0.40
Resistencia al levantamiento de grupos de pilotes perforados, Φ_{ug}	Arena y Arcilla		0.45
Resistencia geotécnica horizontal de un pilote o de un grupo de pilotes.	Todos los materiales		1.0
Prueba de carga estática (compresión), Φ_{load}	Todos los materiales		0.70
Prueba de carga estática (levantamiento), Φ_{upload}	Todos los materiales		0.60

Si para estimar la resistencia se utilizan métodos diferentes a los indicados en las presentes Especificaciones, los factores de resistencia seleccionados deberán proveer la misma confiabilidad que los indicados en las [Tablas 19.3 a 19.5](#) y en la [Tabla 19.2](#).

Los elementos verticales tales como los muros tipo berlinés, las pantallas de pilotes tangenciales y los muros tipo zanja colada de hormigón se deberán tratar ya sea como fundaciones superficiales o como fundaciones profundas, según corresponda, a los fines de determinar la capacidad de carga.

Para el diseño de muros temporarios se pueden incrementar un poco los factores de resistencia especificados, ya que esto es consistente con las mayores tensiones admisibles en las estructuras temporarias diseñadas por tensiones admisibles.

19.2.7 ESTADO LIMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO.

Se deberán investigar las combinaciones de cargas y factores de carga aplicables especificados en la **Tabla 19.6**. A menos que se especifique lo contrario, al investigar el estado límite correspondiente a un evento extremo todos los factores de resistencia se deberán considerar iguales a 1.0.

Tabla 19.6 Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Limite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	yp	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γTG	γSE	-	-	-	-
RESISTENCIA II	yp	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γTG	γSE	-	-	-	-
RESISTENCIA III	yp	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γTG	γSE	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Solo EH, EV, ES, DW, DC	yp 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	yp	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γTG	γSE	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	yp	γEQ	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	yp	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γTG	γSE	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γTG	γSE	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-
FATIGA – Solo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 19.7 Factores de carga para cargas permanentes, yp

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximos	Mínimos
DC: Elementos y accesorios	1.25	0.90
DD: fricción negativa (down drag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, Excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

CAPÍTULO XX CARGAS Y FACTORES DE CARGAS

20.1 GENERALIDADES.

20.1.1 CARGAS Y DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS

Se considerarán las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- **CARGAS PERMANENTES**

DD = fricción negativa (downdrag)

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

EV = empuje vertical del peso propio del suelo de Relleno

- **CARGAS TRANSITORIAS**

EQ = sismo

FR = fricción

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

20.2 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.

20.2.1 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (\text{Ecuación 20.1})$$

Donde:

η_i = modificador de las cargas especificado en el [Numeral 18.8.2](#)

Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga especificados en las [Tablas 19.6](#).

Los componentes y conexiones deberán satisfacer la **Ecuación 20.1** para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

RESISTENCIA I – Combinación de carga básica que representa el uso normal

RESISTENCIA IV – Combinación de carga que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de carga que incluye sismos.

SERVICIO I – Combinación de carga que representa la operación normal del muro (con cargas sin factor), tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de los asentamientos y deflexiones de las estructuras, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de concreto armado. Esta combinación de carga también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

En la [Tabla 19.6](#) se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y

que es relevante para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitudes significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple, si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la **Ecuación 18.1** y multiplicar por los modificadores de las cargas especificadas en el **Numeral 18.8.2**.

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la solicitud total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitud reduce otra solicitud, a la carga que reduce la solicitud se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitudes debidas a cargas permanentes, de la **Tabla 19.7** se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica.

Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitudes.

La evaluación de la estabilidad global de los rellenos retenidos, así como de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación poco o muy profunda, se debería hacer utilizando la Combinación de Carga correspondiente al Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado según lo especificado en los **Numeral 19.2.6**.

Los factores de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , y asentamiento, γ_{SE} , se deberían adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se puede tomar como:

- ✓ 0.0 en los estados límites de resistencia y evento extremo,
- ✓ 1.0 en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y
- ✓ 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.

El factor de carga para sobrecarga en la combinación correspondiente a Evento Extremo I, γ_{EQ} , se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto.

20.2.2 FACTORES DE CARGA PARA CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

Los factores de carga para el peso de la estructura y sus accesorios no se deberán tomar menores que 1.25 a menos que el MTC especifique lo contrario, el factor de carga para las cargas constructivas, para los equipos y para los efectos dinámicos no deberá ser menor que 1.5. Todos los demás factores de carga se deberán tomar igual a 1.0.

20.3 CARGA PERMANENTES:

20.3.1 CARGAS PERMANENTES: DC, DW Y EV

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre-capas y ensanchamientos previstos.

20.3.2 CARGAS DE SUELO: EH, ES, LS Y DD

Las cargas correspondientes a empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa deberán ser como se especifica [Numeral 20.5](#).

20.4 EMPUJE DEL SUELO EH, ES, LS Y DD

20.4.1 GENERALIDADES.

La presión del terreno sobre el muro está fundamentalmente condicionada por la deformabilidad de éste. Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables.

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

- Presión estática debida a cargas gravitatorias.
- Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

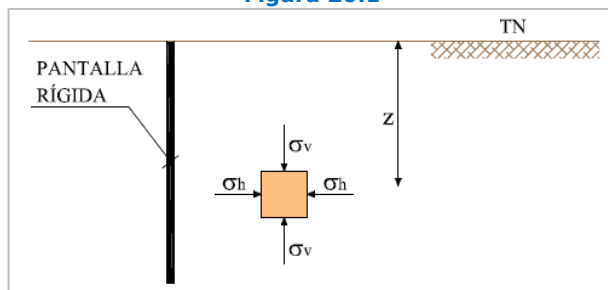
Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra **E** se utilizará el método del fluido equivalente, según la [Figura 20.1](#) con expresiones del tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K$$

H es la altura del muro, **γ** es el peso específico del suelo contenido por el muro, el coeficiente de empuje de tierra **K**, se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Figura 20.1



El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- ✓ Tipo y densidad del suelo,
- ✓ Contenido de agua,

- ✓ Características de fluencia lenta del suelo,
- ✓ Grado de compactación,
- ✓ Ubicación del nivel freático,
- ✓ Interacción suelo-estructura,
- ✓ Cantidad de sobrecarga,
- ✓ Efectos sísmicos,
- ✓ Pendiente del relleno, e
- ✓ Inclinación del muro.

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con lo establecido en el [Numeral 18.3.14](#). Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración de acuerdo con lo establecido en este manual y el manual de hidrología y drenaje del MTC. En ningún caso de deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deberían diseñar para el empuje en reposo.

Los muros que se pueden mover alejándose de la masa de suelo se deberían diseñar para empujes intermedios entre la condición activa y en reposo, dependiendo de la magnitud de los movimientos admisibles. El movimiento requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo depende de la altura del muro y del tipo de suelo. En la [Tabla 20.1](#) se indican algunos valores típicos de estos movimientos movilizadores en función de la altura del muro, donde:

- Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm).
- H = altura del muro (mm)

Tabla 20.1 Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo (clough y duncan 1991)

Tipo de relleno	Valores de Δ/H	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0.001	0.01
Arena de densidad media	0.002	0.02
Arena suelta	0.004	0.04
Limo compacto	0.002	0.02
Arcilla magra compactada	0.010	0.05
Arcilla densa compactada	0.010	0.05

Ref: Tabla C3.111.1-1 (AASHTO 2014, LRFD)

A partir de la hipótesis coulomb generó las condiciones para analizar la estabilidad de taludes y diseño de muros de retención al igual que Rankine que propone las dos formas de análisis que se conocen como presión activa y presión pasiva.

Presión en reposo: El muro está restringido contra cualquier movimiento a cualquier profundidad **Figura 20.2 (a)**, es decir la presión es mínima.

Presión activa: Se supone una inclinación del muro hacia el suelo retenido, al hacerlo se forma una cuña triangular del suelo detrás del muro, la cual fallara dentro del plano de inclinación. Como muestra la **Figura 20.2 (b)**.

Presión pasiva: En este caso el muro es empujado hacia el suelo donde se forma una cuña de suelo que fallara como muestra al **Figura 20.2 (c)**.

Figura 20.2 tipos de comportamiento respecto a presiones

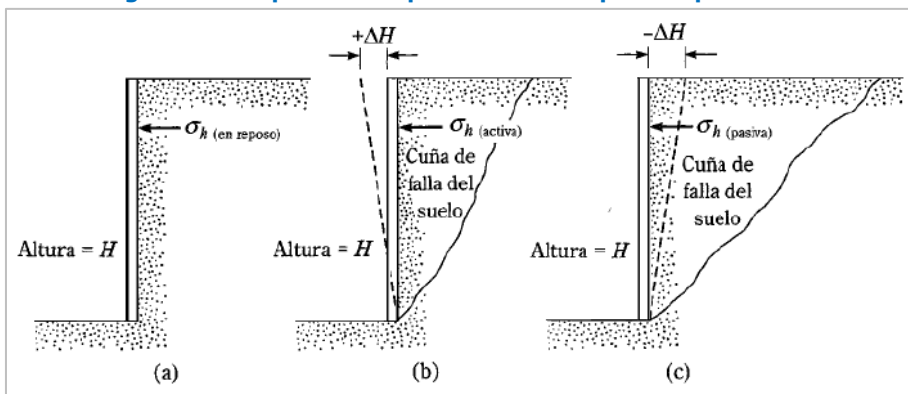


Figura 20.3 Diagrama del círculo de mohr

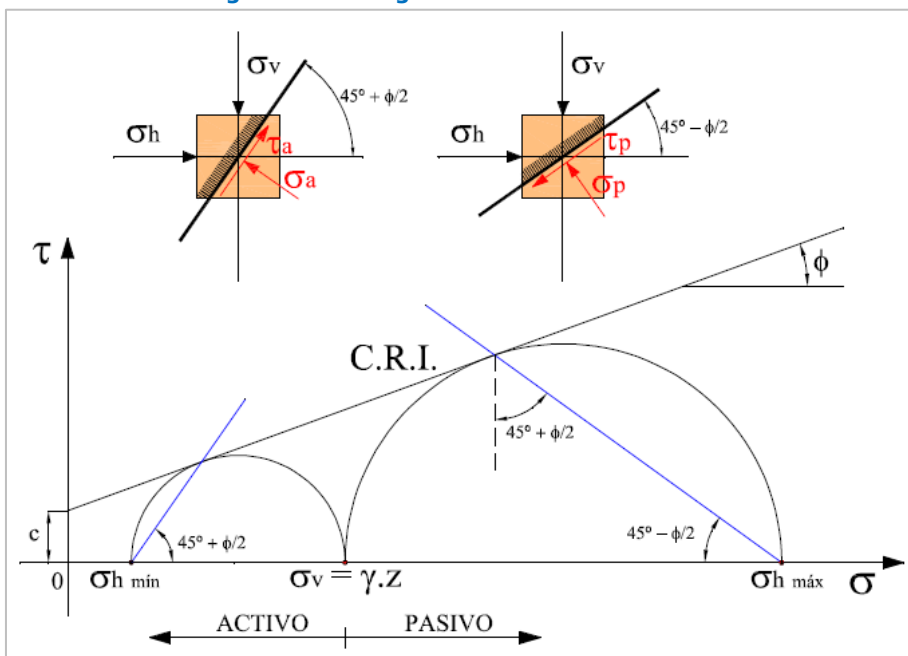


Figura 20.4 Diagrama del círculo de mohr

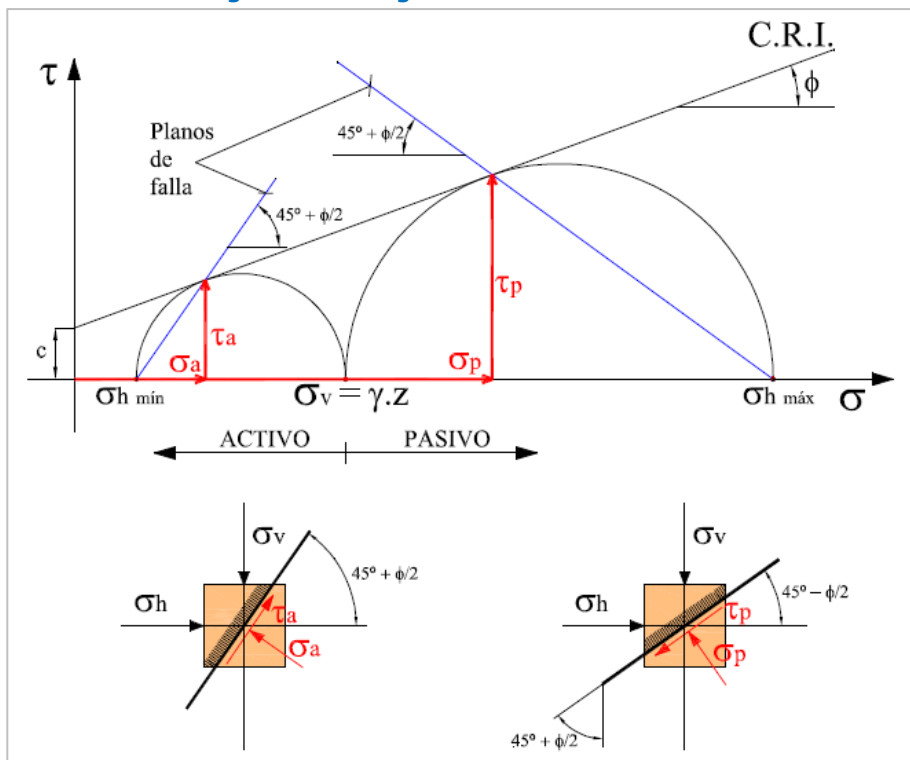


Figura 20.5 Orientación de las líneas de deslizamiento de rankine

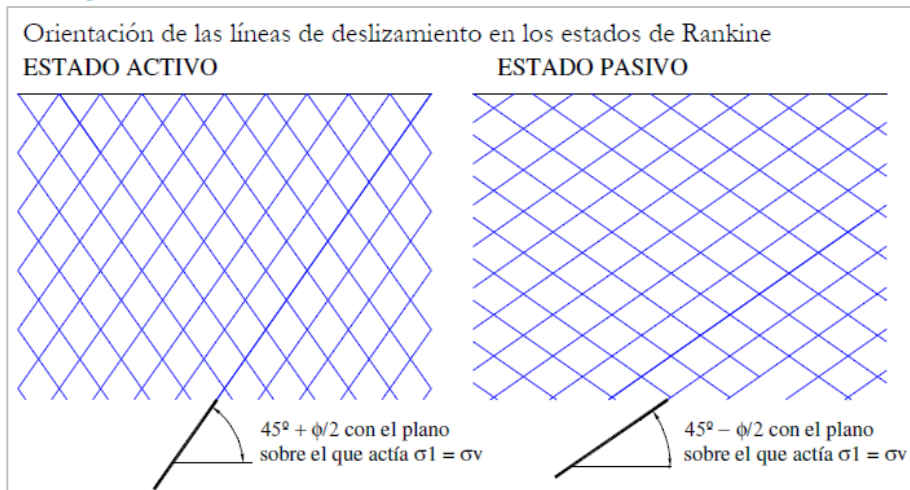
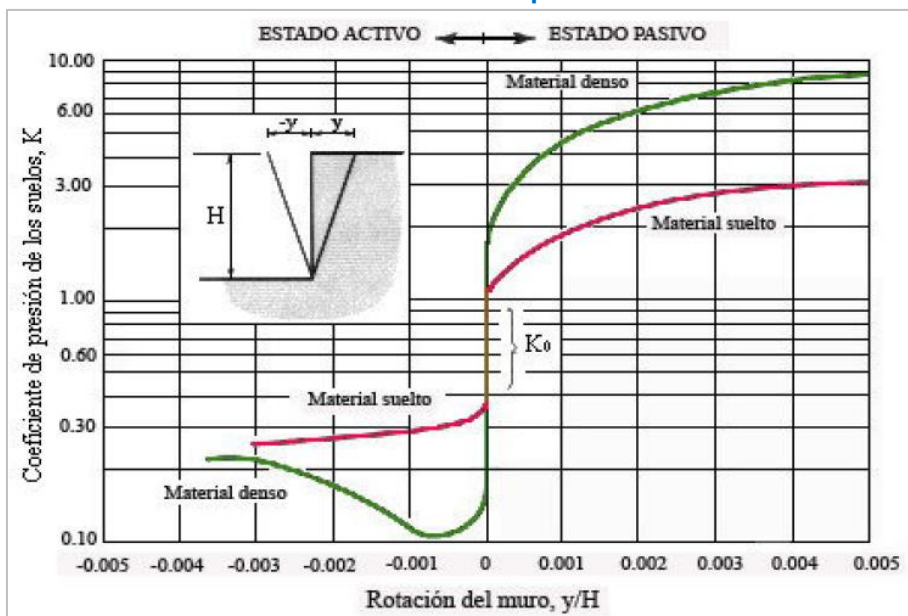


Figura 20.6 Variación del valor de k_0 con las deformaciones de las estructuras de soporte



20.4.2 EMPUJE DEL SUELO: EH

20.4.2.1 Empuje lateral del suelo.

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$P = k\gamma_s z$$

Donde:

- P = empuje lateral del suelo (MPa)
- K = coeficiente de empuje lateral tomado como k_0 , especificado en el [Numeral 20.4.2.1.1](#), para muros que no se deforman ni mueven,
- k_a = especificado en los [Números 20.4.2.1.2, 20.4.2.1.5 y 20.4.2.1.6](#), para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa.
- k_p = especificado en el [Numeral 20.4.2.1.3](#), para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.
- γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)
- z = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

20.4.2.1.1 Coeficiente de empuje lateral en reposo, K_0 .

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi'_f$$

Donde:

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción del suelo

k_0 = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los suelos sobreconsolidados se puede asumir que el coeficiente de empuje lateral en reposo varía en función de la relación de sobreconsolidación o historial de solicitaciones, y se puede tomar como:

$$k_0 = (1 - \text{sen } \phi'_f)(OCR)^{\text{sen } \phi'_f}$$

Donde:

OCR = relación de sobreconsolidación

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el **Numeral 18.3.14**. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

20.4.2.1.2 Coeficiente de empuje lateral activo, K_a .

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma[\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta)]} \quad (\text{Ecuación 20.2})$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta)\text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

y además:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la **Tabla 20.2** ($^\circ$)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la **Figura 20.7**

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la **Figura 20.7**

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna ($^\circ$)

Para condiciones diferentes a las descritas en la **Figura 20.7** el empuje activo se puede calcular utilizando un método de tanteos basado en la teoría de la cuña usando el método de Culmann (por ejemplo, ver Terzaghi et al. 1996).

Figura 20.7 Simbología para el empuje activo de coulumb

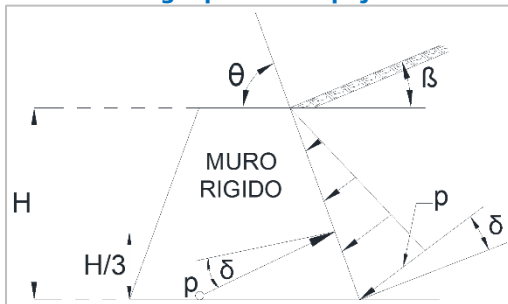


Tabla 20.2 (°) Ángulo de fricción entre diferentes materiales (u.s. department of the navy 1982a)

Materiales en interfase	Angulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Concreto masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Concreto moldeado o prefabricado o tablestacas de concreto contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
o roca banda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
o roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
o roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Figura 20.8 Aplicación de la teoría de rankine para muros de sostenimiento

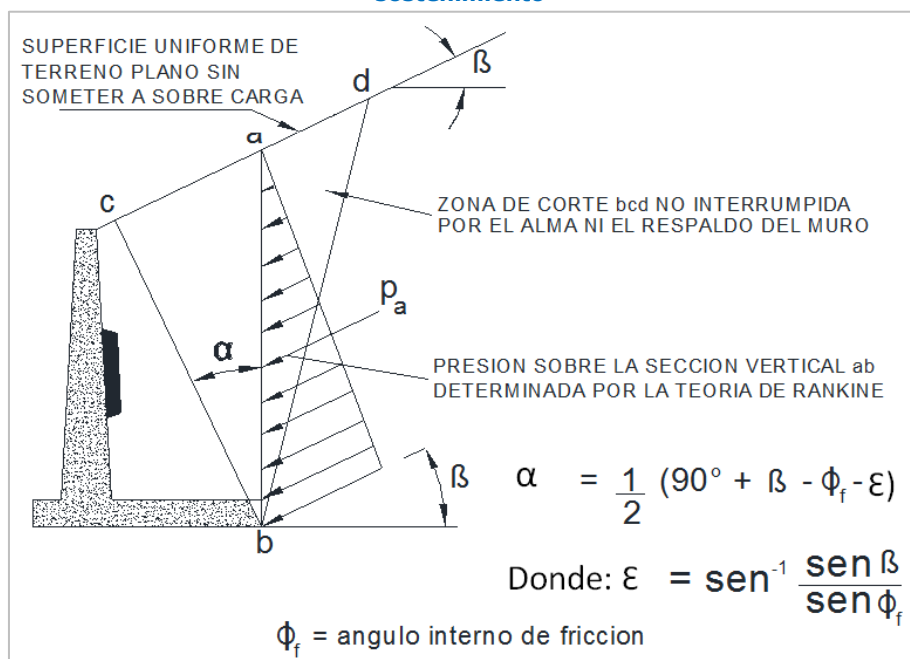
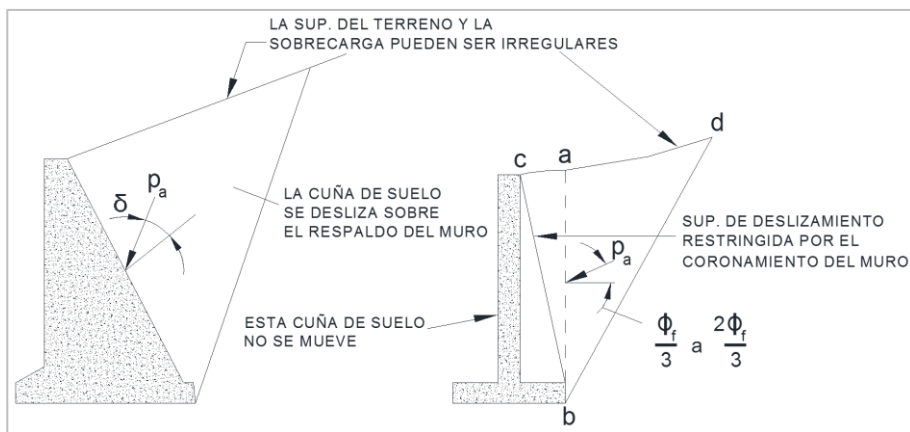


Figura 20.9 Aplicación de la teoría de coulumb para muros de sostenimiento



20.4.2.1.3 Coeficiente de empuje lateral pasivo, K_p .

Para los suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la [Figura 20.10](#), para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la [Figura 20.11](#), para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada. Para condiciones diferentes a las descritas en las [Figura 20.10](#) y [Figura 20.11](#) el empuje pasivo se puede calcular usando un método de tanteos basado en la teoría de la cuña (por ejemplo, ver Terzaghi et al. 1996). Si se utiliza la teoría de la cuña, el valor limitante del ángulo de fricción del muro no se deberá tomar mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ϕ'_f .

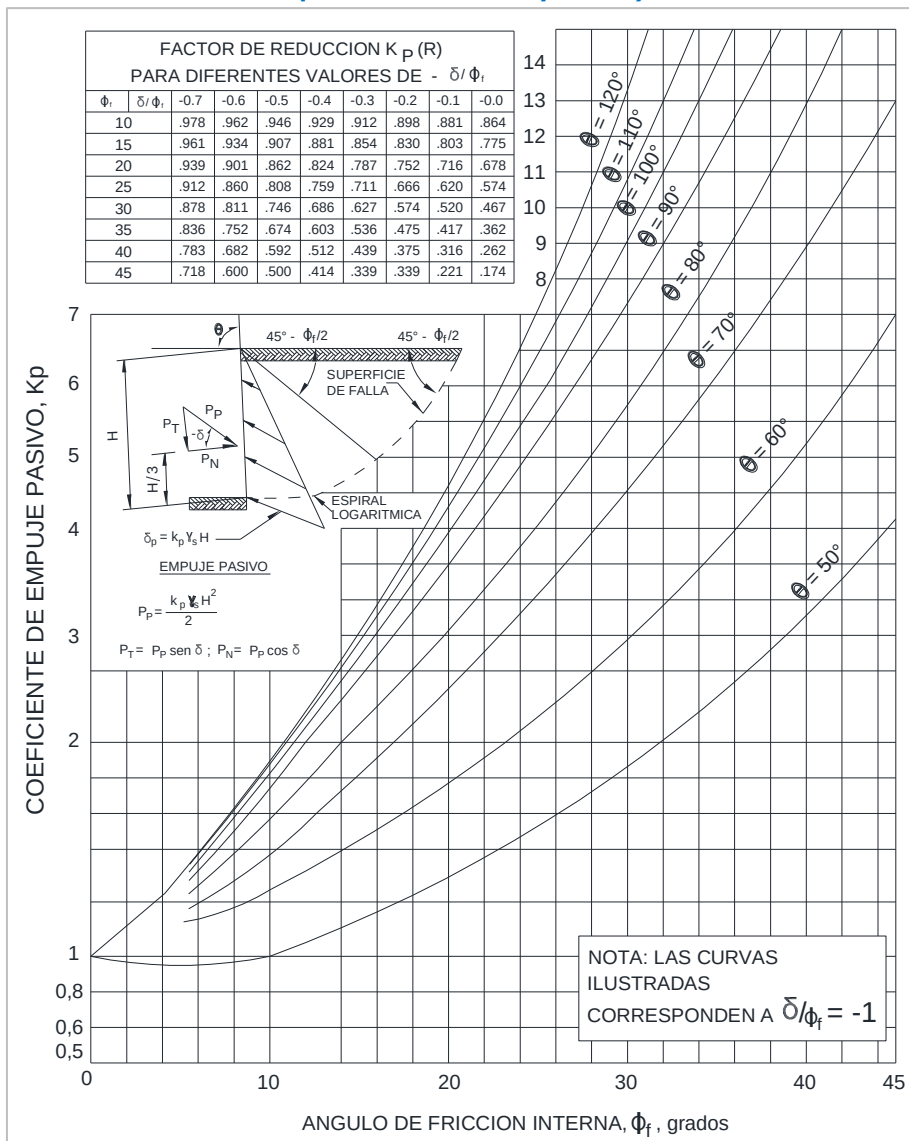
Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$P_p = k_p \gamma_s z^2 + 2c\sqrt{k_p}$$

Donde:

- P_p = empuje lateral pasivo del suelo (MPa)
- γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)
- z = profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)
- c = cohesión del suelo (MPa)
- k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo especificado en las [Figura 20.10](#) y [Figura 20.11](#).

Figura 20.10 Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (u.s. department of the navy 1982a)



FACTOR DE REDUCCION $K_p(R)$
PARA DIFERENTES VALORES DE $-\delta/\phi_f$

ϕ_f	$-\delta/\phi_f$	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	-0.0
10		.978	.962	.946	.929	.912	.898	.881	.864
15		.961	.934	.907	.881	.854	.830	.803	.775
20		.939	.901	.862	.824	.787	.752	.716	.678
25		.912	.860	.808	.759	.711	.666	.620	.574
30		.878	.811	.746	.686	.627	.574	.520	.467
35		.836	.752	.674	.603	.536	.475	.417	.362
40		.783	.682	.592	.512	.439	.375	.316	.262
45		.718	.600	.500	.414	.339	.271	.211	.154

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO, K_p

ANGULO DE FRICCION INTERNA, ϕ_f , grados

Diagrama de la pared y fuerzas:

- Superficie de falla: $90^\circ - \phi_f$
- Espejal Logaritmica
- Fuerzas: P_v , P_h , P_N , P_T
- Altura: H
- Profundidad de empuje: $\delta_p = K_p \gamma_s H$

Formulas:

$$P_p = \frac{k_p \gamma_s H^2}{2}$$

$$P_v = P_p \sin \delta$$

$$P_N = P_p \cos \delta$$

NOTA: LAS CURVAS ILUSTRADAS CORRESPONDEN A $\delta/\phi_f = -1$

Manual de Carreteras:
Manual de Túneles, Muros y Obras Complementarias

Si se utiliza el método del fluido equivalente, el empuje básico del suelo, P (MPa), se puede tomar como:

$$P = k Y_{eq} z$$

Donde:

- Y_{eq} = densidad de fluido equivalente del suelo, no inferior a 480 (kg/m³)
 z = profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)

Se asumirá que la carga lateral de suelo resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la zapata.

Los valores típicos para las densidades de fluido equivalente a utilizar en el diseño de un muro de altura no mayor que 6000 mm se puede tomar de la [Tabla 20.3](#), donde:

- Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm).
 H = altura del muro (mm).
 β = ángulo del relleno respecto de la horizontal (°).

La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante para el caso de relleno de superficie inclinada se puede determinar cómo:

$$P_v = P_h \tan \beta$$

Donde:

$$P_h = 0.5 Y_{eq} H$$

Tabla 20.3 Valores típicos para las densidades de fluido equivalente de los suelos

Tipo de suelo	Relleno de superficie horizontal		Relleno con $\beta = 25^\circ$	
	En reposos $Y_{eq} (kg/cm^3)$	Activo $\Delta/H = 1/240$ $Y_{eq} (kg/cm^3)$	En reposos $Y_{eq} (kg/cm^3)$	Activo $\Delta/H = 1/240$ $Y_{eq} (kg/cm^3)$
Arena o grava suelta	880	640	1040	800
Arena o grava de densidad media	800	560	960	720
Arena o grava densa	720	480	880	640

20.4.2.1.5 Empujes laterales de suelo para muro pantalla.

Para muros permanentes se pueden utilizar las distribuciones de empujes laterales simplificadas ilustradas en las [Figura 20.12](#) a [Figura 20.14](#). Si los muros soportan o son soportados por suelos cohesivos en aplicaciones temporarias, los muros se pueden diseñar en base a los métodos de análisis de tensiones totales utilizando parámetros de resistencia al corte en condición no drenada.

Para este último caso se pueden utilizar las distribuciones de empujes simplificadas ilustradas en las [Figura 20.15](#) a [Figura 20.18](#) con las siguientes restricciones:

- La relación entre la presión por sobrecarga total y la resistencia al corte no drenada, N_s (Ver [Numeral 20.4.2.1.6.2](#)) debería ser menor que 3 en la base del muro.

- El empuje activo del suelo no deberá ser menor que 0.25 veces la presión de sobrecarga efectiva a cualquier profundidad, o 5.5×10^{-6} MPa de la altura del muro, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Para muros temporarios con elementos verticales discretos empotrados en suelo granular o roca, para determinar la resistencia pasiva se pueden utilizar las [Figura 20.12](#) y [Figura 20.13](#) y para determinar el empuje activo del suelo debido al suelo retenido se pueden utilizar las [Figura 20.15](#) y [Figura 21.16](#).

Si se utilizan elementos verticales discretos como apoyo, el ancho b de cada elemento vertical se deberá suponer igual al ancho de ala o diámetro del elemento para secciones hincadas, y al diámetro del pozo hormigonado para secciones empotradas en hormigón.

Para determinar P_{a2} en la [Figura 20.15](#), la magnitud de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada sobre el muro se debería basar en la cuña de suelo sobre el muro dentro de la cuña activa.

En la [Figura 20.16](#) se ignora una parte de la carga negativa en la parte superior del muro debida a la cohesión y se debería considerar la presión hidrostática en una fisura por tracción, aunque esta no se ilustra en la figura.

Figura 20.12 Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo granular

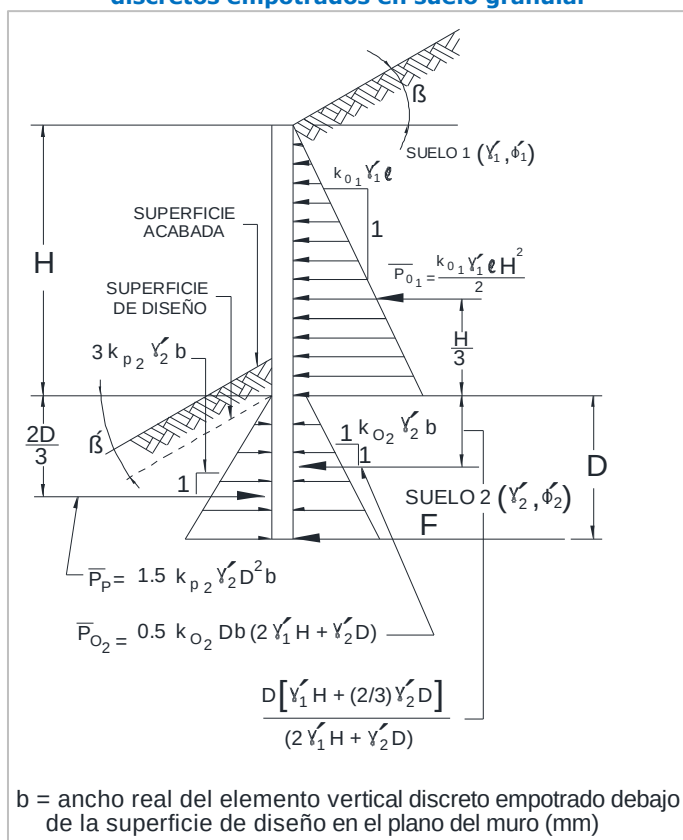


Figura 20.13 Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en roca

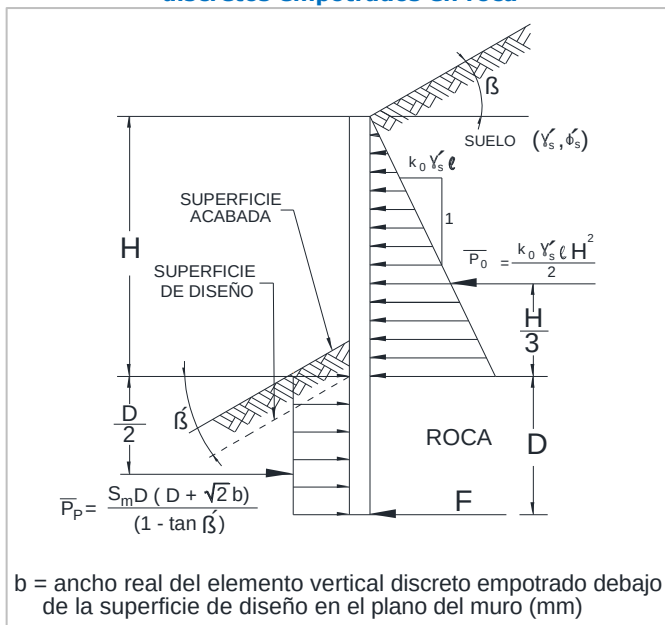


Figura 20.14 Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo granular, modificadas de acuerdo con teng (1962)

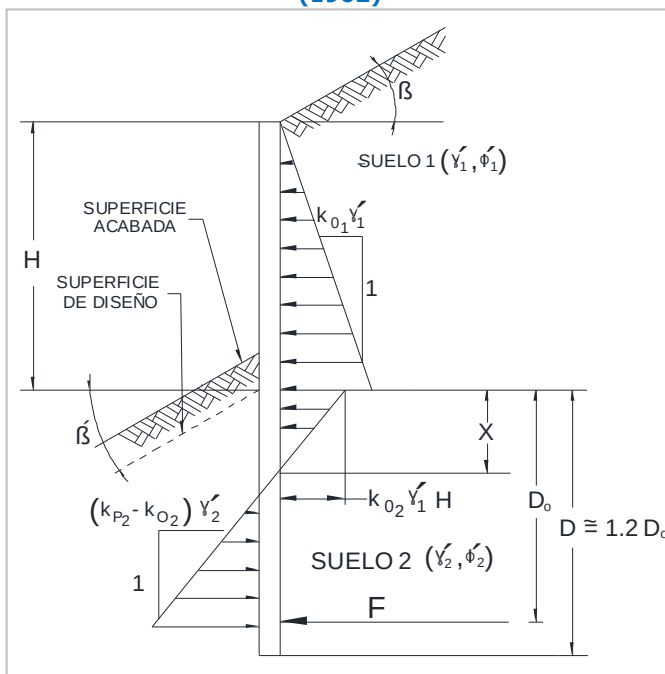


Figura 20.15 Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular

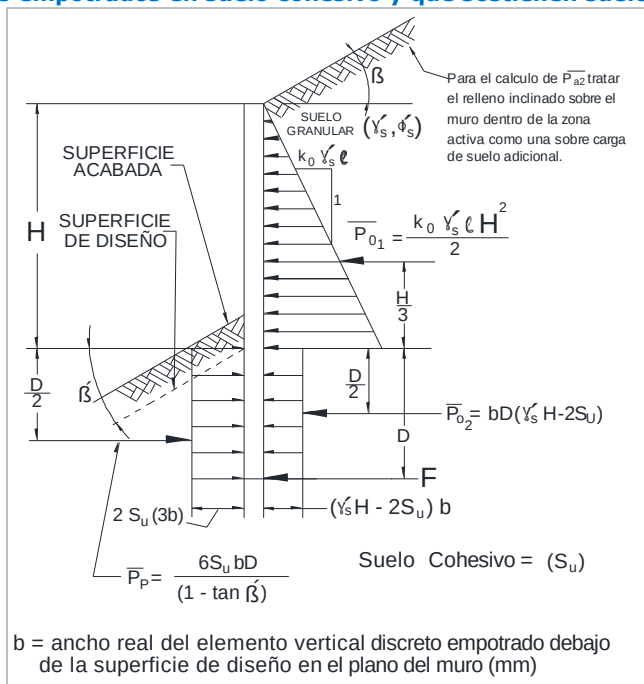


Figura 20.16 Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo

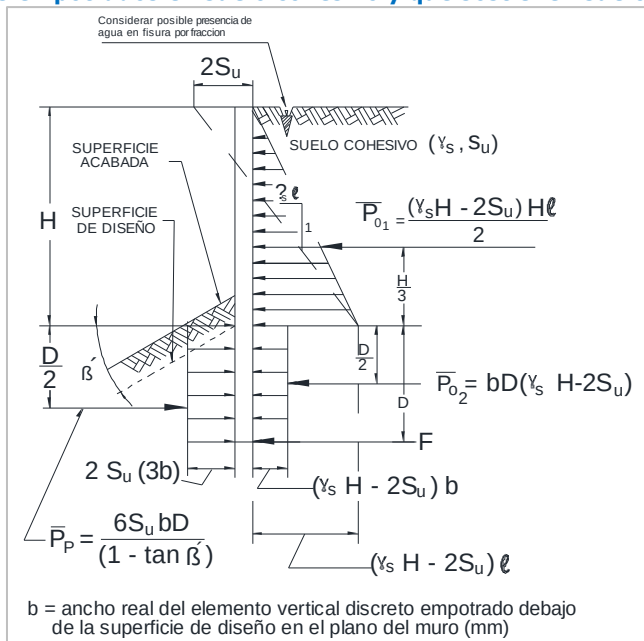
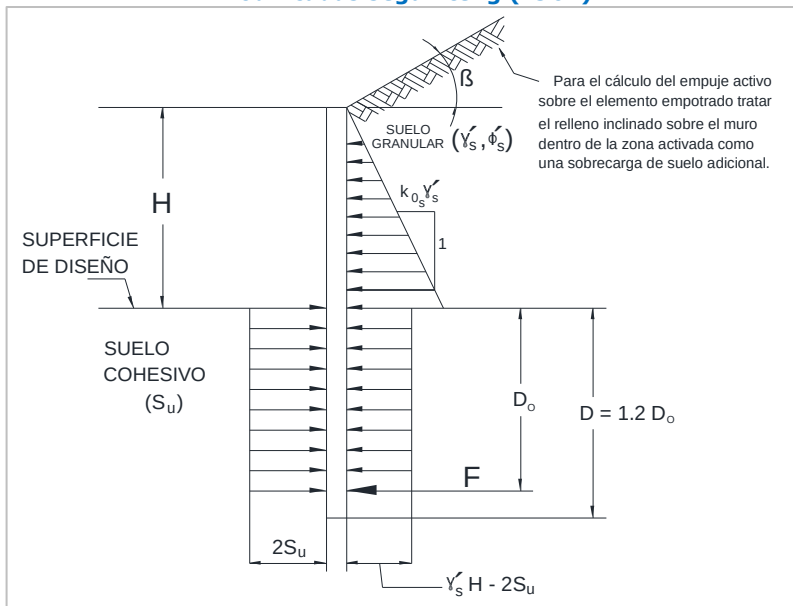
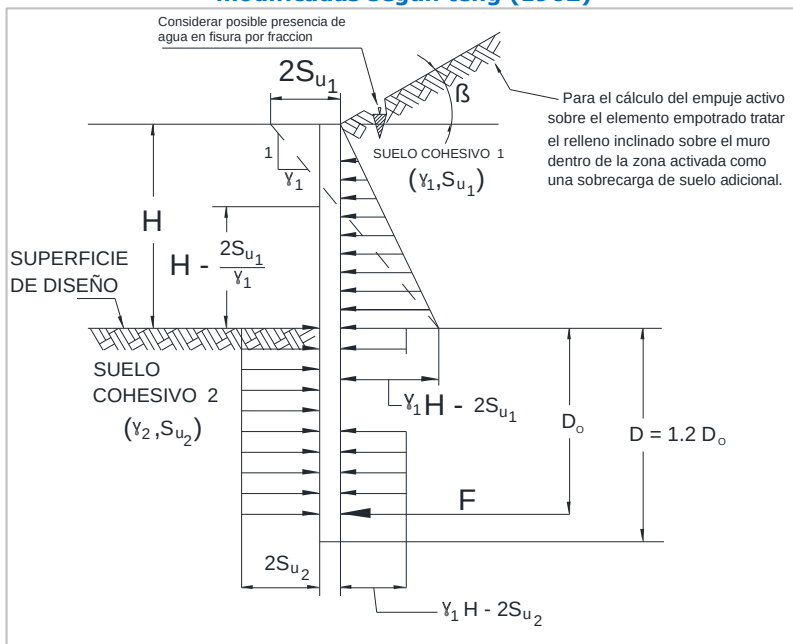


Figura 20.17 Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular, modificadas según teng (1962)



Nota: para los muros empotrados en suelo granular ver la Figura 3.11.5.6-3, y la Figura 3.11.6.5-7 de AASHTO 2014, para suelo cohesivo retenido si corresponde.

Figura 20.18 Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo, modificadas según teng (1962)



20.4.2.1.6 Empujes laterales de suelo para muros anclados.

Para muros anclados contruidos de arriba hacia abajo, el empuje del suelo se puede estimar de acuerdo con los [Numerales 20.4.2.1.6.1](#) ó [20.4.2.1.6.2](#).

Al desarrollar el empuje de diseño para un muro anclado se deberán considerar los desplazamientos del muro que podrían afectar las estructuras adyacentes y/o las instalaciones de servicios públicos enterradas.

20.4.2.1.6.1 Suelos no cohesivos

El empuje del suelo sobre muros anclados temporarios o permanentes contruidos en suelos no cohesivos se puede determinar utilizando la [Figura 20.19](#), para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, P_a , se calcula de la siguiente manera:

Para muros con un solo nivel de anclajes:

$$P_a = k_a \gamma'_s H$$

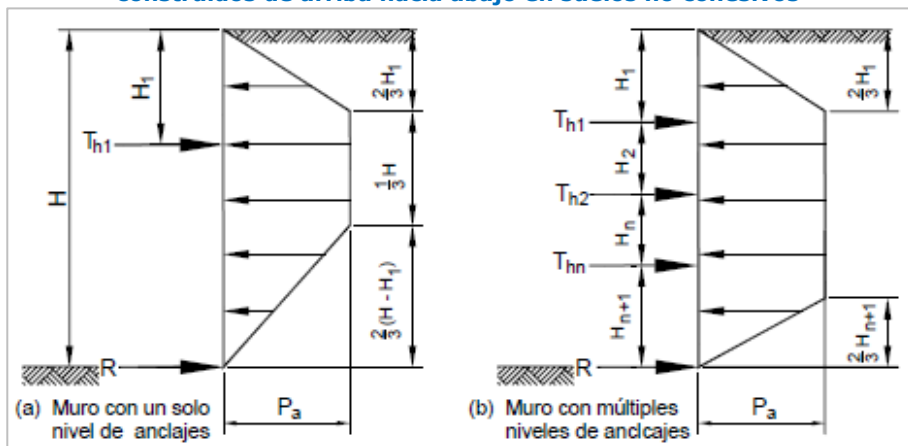
Para muros con múltiples niveles de anclajes:

$$P_a = \frac{k_a \gamma'_s H^2}{1.5H - 0.5H_1 - 0.5H_{n+1}}$$

Donde:

- P_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)
- K_a = coeficiente de empuje activo del suelo = $\tan^2 (45^\circ - \phi'_r / 2)$ (adimensional) para $\beta = 0$ y para $\beta \neq 0$ utilizar la **Ecuación 20.2**.
- γ'_s = densidad efectiva del suelo (kg/m^3)
- H = profundidad total de excavación (mm)
- H_1 = distancia entre la superficie del terreno y el anclaje ubicado a mayor altura (mm)
- H_{n+1} = distancia entre la base de la excavación y el anclaje ubicado a menor altura (mm)
- T_{hi} = carga horizontal en el anclaje i (N/mm)
- R = reacción a ser resistida por la subrasante (es decir, debajo de la base de la excavación) (N/mm)

Figura 20.19 Distribuciones del empuje aparente para muros anclados contruidos de arriba hacia abajo en suelos no cohesivos



20.4.2.1.6.2 Suelos cohesivos

La distribución del empuje aparente en los suelos cohesivos está relacionada con el número de estabilidad, N_s , el cual se define como:

$$N_s = \frac{\gamma_s g H}{S_u}$$

Donde:

- γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)
- H = profundidad total de excavación (mm)
- S_u = resistencia media al corte del suelo no drenado (MPa)

20.4.2.1.6.3 Suelos rígidos a duros

Para muros anclados temporarios en suelos cohesivos de rígidos a duros ($N_s \leq 4$), el empuje del suelo se puede determinar utilizando la [Figura 20.19](#), calculando la máxima ordenada del diagrama de empuje, P_a , como:

$$P_a = 0.2 \gamma_s H_{to} \quad a \quad 0.4 \gamma_s H$$

Donde:

- P_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)
- γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)
- H = profundidad total de excavación (mm)

Para muros anclados permanentes en suelos cohesivos de rígidos a duros se pueden utilizar las distribuciones de empuje aparente descritas en el [Numeral 20.4.2.1.6.2](#) basando k_a en el ángulo de fricción del suelo cohesivo drenado. En el caso de muros permanentes se deberá utilizar la distribución, permanente o temporaria, que provoque la máxima fuerza total.

20.4.2.1.6.4 Suelos blandos a medianamente rígidos

El empuje del suelo sobre muros temporarios o permanentes en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos ($N_s \geq 6$) se puede determinar utilizando la [Figura 20.20](#), para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, P_a , se calcula de la siguiente manera:

$$P_a = k_a \gamma_s H \quad (\text{Ecuación 20.3})$$

Donde:

- P_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)
- K_a = coeficiente de empuje activo del suelo de la **Ecuación 20.4**
- γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)
- H = profundidad total de excavación (mm)
- g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

El coeficiente de empuje activo del suelo, k_a , se puede determinar cómo:

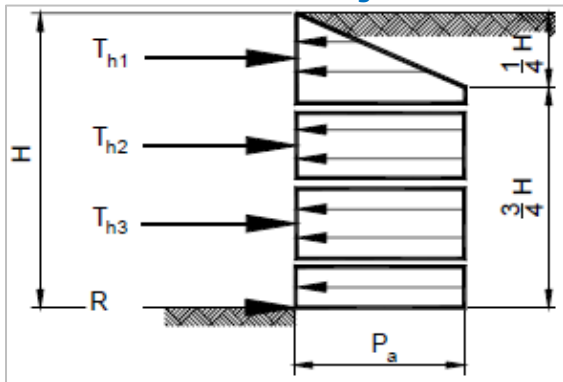
$$k_a = 1 - \frac{4S_u}{\gamma_s H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{5.14S_{ub}}{\gamma_s H} \right) \geq 0.22 \quad (\text{Ecuación 20.4})$$

Donde:

- S_u = resistencia del suelo retenido no drenado (MPa)
- S_{ub} = resistencia del suelo no drenado debajo de la base de la excavación (MPa).
- γ_s = densidad total del suelo retenido (kg/m^3)
- H = profundidad total de excavación (mm)
- d = profundidad de la superficie potencial de falla debajo de la base de la excavación (mm).

El valor de d se toma como el espesor de suelo cohesivo blando a medianamente rígido debajo de la base de la excavación, hasta un valor máximo de $B_e / 2$, siendo B_e el ancho de la excavación.

Figura 20.20 Distribución del empuje aparente del suelo para muros anclados construidos de arriba hacia abajo en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos



20.4.2.1.7 Empujes laterales del suelo para muros estabilizados mecánicamente.

20.4.2.1.7.1 Generalidades.

La fuerza resultante por unidad de ancho detrás de un muro de tierra estabilizada mecánicamente, ilustrada en las [Figuras 21.21, 21.22 y 21.23](#), que actúa a una altura igual a $h/3$ sobre la base del muro, se deberá tomar como:

$$P_a = 0.5 K_a \gamma_s h^2$$

Donde:

- P_a = fuerza resultante por unidad de ancho (N/mm)
- γ_s = peso unitario total del suelo (kg/m^3)
- h = altura del diagrama de empuje horizontal del suelo tomado como se indica en las [Figuras 20.21, 20.22 y 20.23](#), (mm)
- k_a = coeficiente de empuje activo del suelo especificado en el [Numeral 20.4.2.1.2](#), tomando el ángulo de la superficie del relleno como β , como se especifica en la [Figuras 20.22 y 20.23](#), y $\delta = \beta$ en las [Figuras 20.22 y 20.23](#), respectivamente.

Figura 20.21 Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie horizontal

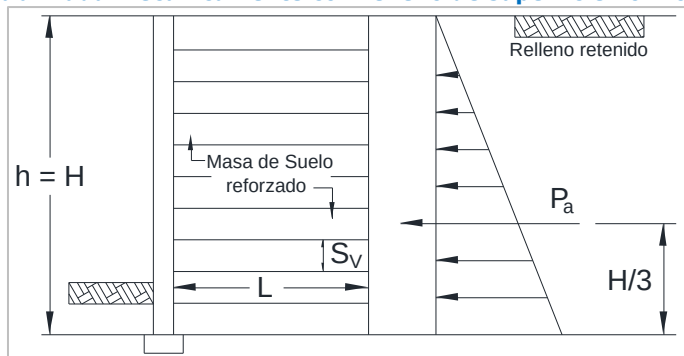


Figura 20.22 Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie inclinada

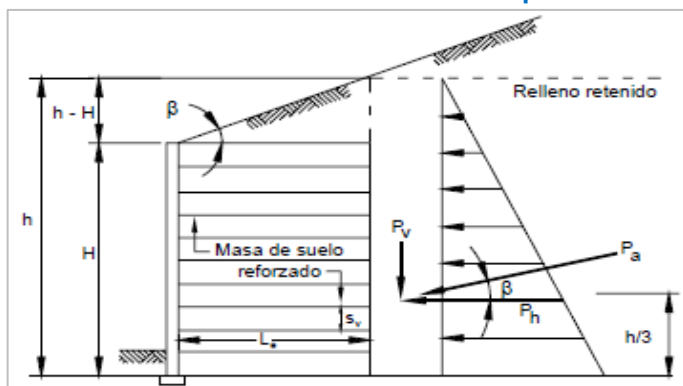
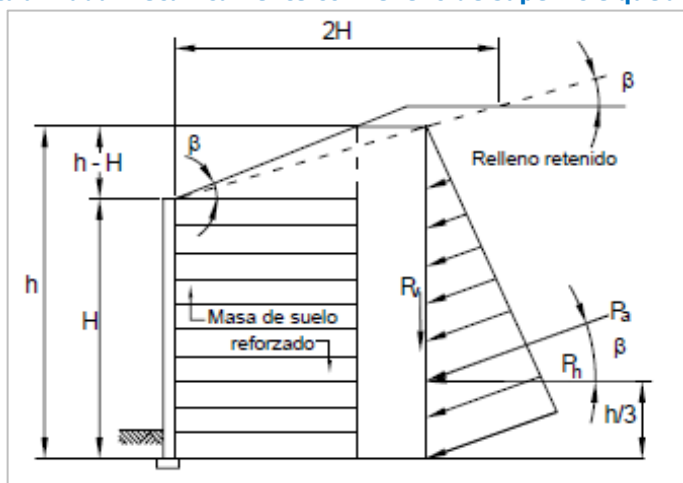


Figura 20.23 Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie quebrada



20.4.2.1.7.2 Estabilidad interna.

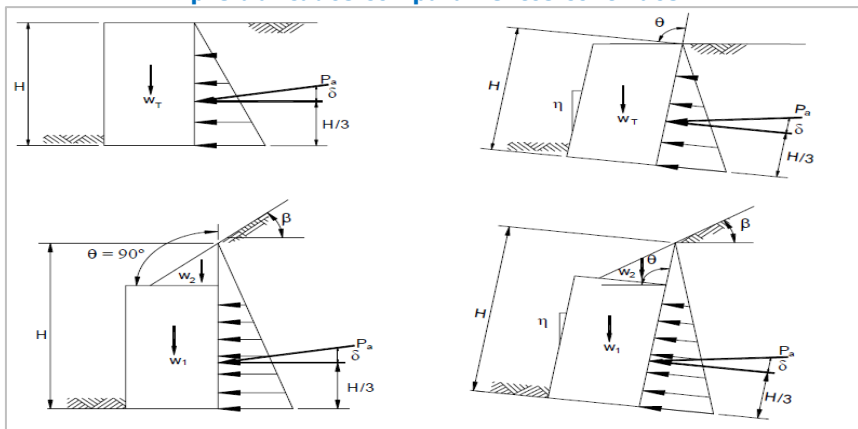
El factor de carga γ_p a aplicar a la máxima carga soportada por los refuerzos, $T_{\max}$, para el cálculo de resistencia de los refuerzos, resistencia de las conexiones y arrancamiento (ver [Numeral 21.6.2](#)) deberá ser E_v , para empuje vertical del suelo.

Para muros de tierra estabilizada mecánicamente η_i se deberá tomar igual a 1.

20.4.2.1.8 Empujes laterales del suelo para muros modulares prefabricados.

La magnitud y ubicación de las cargas resultantes y fuerzas resistentes para muros modulares prefabricados se pueden determinar utilizando las distribuciones del empuje del suelo presentadas en las [Figuras 20.24](#) y [20.25](#). Si los paramentos de los módulos prefabricados forman una superficie irregular, escalonada, el empuje del suelo se deberá calcular sobre una superficie plana trazada desde la esquina posterior superior del módulo de más arriba hasta el talón posterior inferior del módulo ubicado más abajo utilizando la teoría de Coulomb.

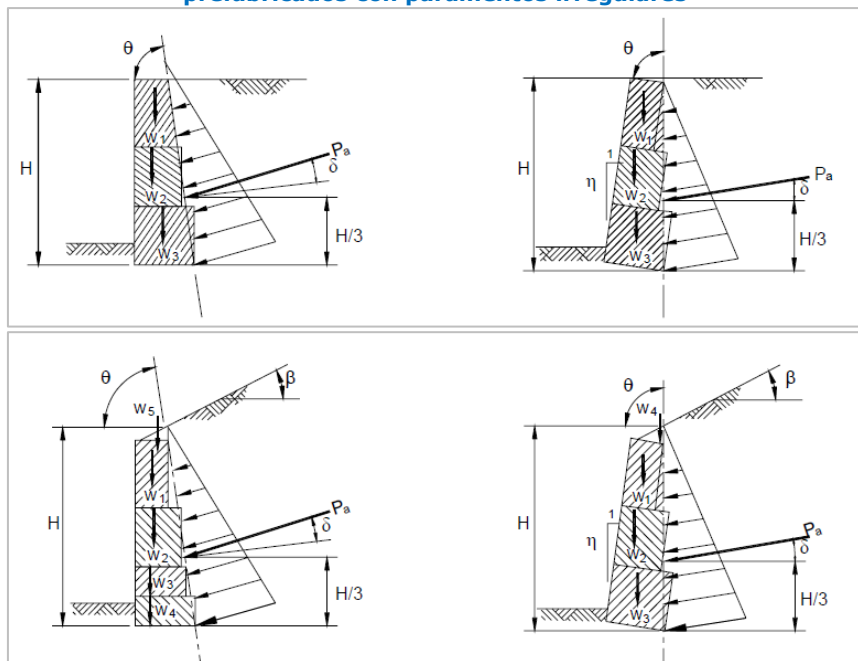
Figura 20.24 Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos continuos



P_a aplicada a $H/3$

$P_a = 0.5 \gamma_s H^2 K_a$

Figura 20.25 Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos irregulares



El valor de k_a utilizado para calcular el empuje lateral provocado por el relleno retenido y otras cargas detrás del muro se deberá calcular en base al ángulo de fricción del relleno detrás de los módulos. En ausencia de datos más específicos, si detrás de los módulos prefabricados se utiliza relleno granular en una zona de al menos 1V:1H a partir del talón del muro, para ϕ_f se puede utilizar un valor de 34° . Caso contrario, al no contar con datos específicos, se deberá utilizar un ángulo de fricción máximo de 30° .

Tabla 20.4 Máximos ángulos de fricción de muros, δ

Caso	Angulo de fricción del muro (δ)
Los módulos se asientan más que el relleno	0
Superficie de contacto continua de hormigón prefabricado (módulos de ancho uniforme)	$0.50 \varnothing_f$
Superficie de contacto promedio (módulos escalonados)	$0.75 \varnothing_f$

20.5 SOBRECARGA: ES Y LS.

20.5.1 SOBRE CARGA UNIFORME (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (\text{Ecuación 20.5})$$

Donde:

- Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)
- k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga
- q_s = sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (MPa)

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones "en reposo" k_s se deberá tomar como k_o . Alternativamente, se pueden utilizar valores intermedios adecuados para el tipo de relleno y cantidad de movimiento del muro.

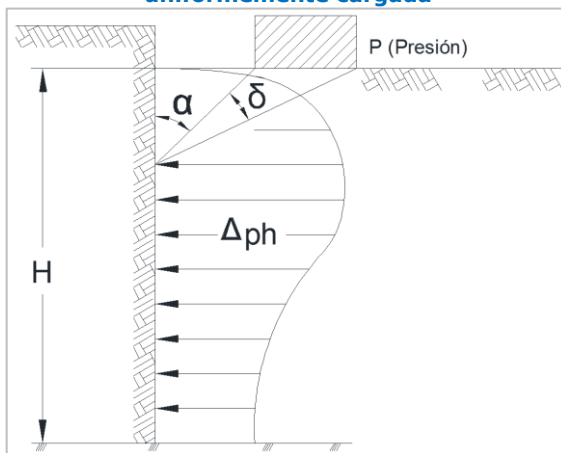
20.5.2 CARGA PUNTALES, LINEALES Y DE FRANJA (ES)- MUROS RESTRINGIDOS CONTRA EL MOVIMIENTOS.

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una franja uniformemente cargada paralela al muro, Δ_{ph} , en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{2p}{\pi} [\delta - \text{Sen } \delta \text{Cos}(\delta + 2\alpha)] \quad (\text{Ecuación 20.6})$$

Donde:

- P = intensidad de la carga uniforme actuando en una faja paralela al muro (MPa)
- α = ángulo especificado en la [Figura 20.26](#) (radianes)
- δ = ángulo especificado en la [Figura 20.26](#) (radianes)

Figura 20.26 empuje horizontal sobre un muro provocado por una faja uniformemente cargada


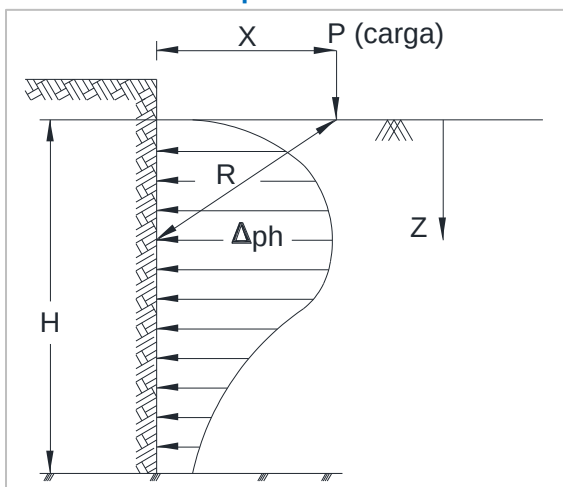
El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga puntual, Δ_{ph} en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+Z} \right] \quad (\text{Ecuación 20.7})$$

Donde:

- P = carga puntual (N)
- R = distancia radial desde el punto de aplicación de la carga hasta un punto en el muro según lo especificado en la [Figura 20.27](#), donde
- R = $(x^2 + y^2 + z^2)^{0.5}$ (mm)
- X = distancia horizontal desde el paramento posterior del muro hasta el punto de aplicación de la carga (mm)
- Y = distancia horizontal desde un punto en el muro considerado hasta un plano perpendicular al muro que pasa por el punto de aplicación de la carga, medida sobre el muro (mm)
- Z = distancia vertical desde el punto de aplicación de la carga hasta la elevación de un punto sobre el muro considerado (mm)
- ν = coeficiente de Poisson (adimensional)

Figura 20.27 Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga puntual



El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal infinitamente larga paralela al muro, Δ_{ph} en MPa, se puede tomar como:

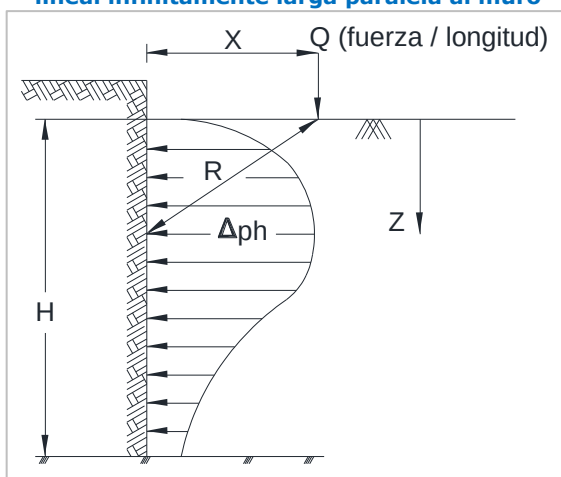
$$\Delta_{ph} = \frac{4Q X^2 Z}{\pi R^4} \quad (\text{Ecuación 20.8})$$

Donde:

- Q = intensidad de la carga en N/mm

Y el resto de la simbología corresponde a lo definido anteriormente e ilustrado en la [Figura 20.28](#).

Figura 20.28 Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal infinitamente larga paralela al muro



El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal de longitud finita perpendicular a un muro, Δp_h , en MPa, se puede tomar como:

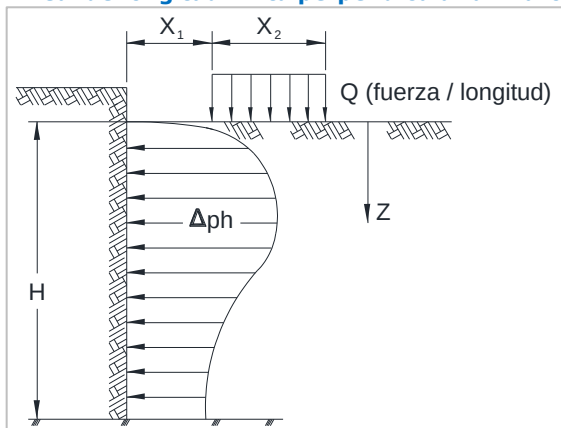
$$\Delta p_h = \frac{Q}{\pi Z} \left(\frac{1}{A^3} - \frac{1-2\nu}{A + \frac{Z}{X_2}} - \frac{1}{B^3} + \frac{1-2\nu}{B + \frac{Z}{X_1}} \right) \quad (\text{Ecuación 20.9})$$

$$A = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_2} \right)^2} ; B = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_1} \right)^2}$$

Donde:

- X_1 = distancia desde el paramento posterior del muro hasta el inicio de la carga lineal como se especifica en la **Figura 20.29** (mm)
- X_2 = longitud de la carga lineal (mm)
- Z = profundidad desde la superficie del terreno hasta un punto sobre el muro considerado (mm)
- ν = coeficiente de Poisson (adimensional)
- Q = intensidad de la carga (N/mm)

Figura 20.29 Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal de longitud finita perpendicular al muro

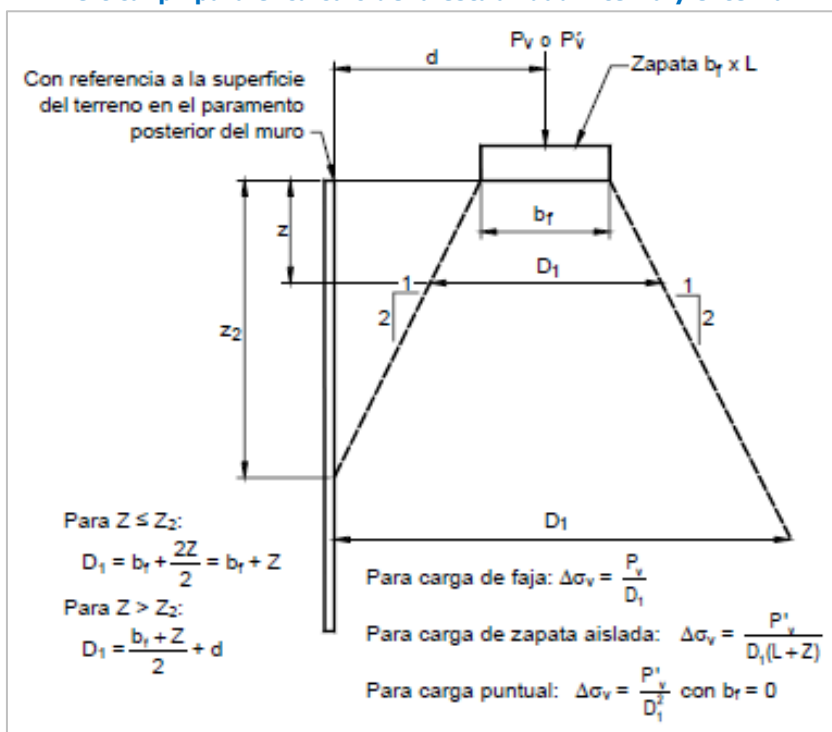


20.5.3 CARGA DE FRANJA (ES) - MURO FLEXIBLE.

Las cargas permanentes concentradas se deberán incorporar al diseño para estabilidad interna y externa utilizando una distribución vertical uniforme simplificada, de 2 vertical en 1 horizontal, para determinar la componente vertical del empuje en función de la profundidad dentro de la masa de suelo reforzado, tal como se ilustra en la [Figura 20.30](#). Las cargas concentradas horizontales que actúan en la parte superior del muro se deberán distribuir dentro de la masa de suelo reforzado como se especifica en la [Figuras 20.31](#) y [20.32](#). Si hay cargas concentradas permanentes detrás de la masa de suelo reforzado, éstas se deberán distribuir del mismo modo que se distribuirían dentro de la masa de suelo reforzado.

Para determinar el efecto de esta sobrecarga sobre la estabilidad externa, la tensión vertical distribuida detrás de la zona reforzada se deberá multiplicar por k_a . La tensión horizontal concentrada que se distribuye detrás del muro como se especifica en la [Figuras 20.31](#) y [20.32](#), no se deberá multiplicar por k_a .

Figura 20.30 Distribución del empuje debido a la carga concentrada vertical P_v para el cálculo de la estabilidad interna y externa



Donde:

- D_1 = Ancho efectivo de la carga aplicada a cualquier profundidad, calculada como se indica en la [Figura 20.30](#).
- b_f = Ancho de la carga aplicada. Para zapatas con carga excéntrica (por ejemplo, fundaciones de estribos de puentes) fijar b_f igual al ancho de zapata equivalente B' reduciéndolo en $2e'$, siendo e' la excentricidad de la carga en la zapata (es decir, $b_f - 2e'$).

- L = Longitud de la zapata
 P_v = Carga por pie lineal de zapata corrida
 P'_v = Carga sobre zapata aislada rectangular o carga puntual
 Z_2 = Profundidad donde el ancho efectivo interseca el paramento posterior del muro = $2d - b_r$.
 d = distancia entre el baricentro de la carga vertical concentrada y el paramento posterior del muro Si la sobrecarga está ubicada detrás de la masa de suelo reforzado, asumir que el mayor empuje vertical debido a la sobrecarga no afecta las tensiones utilizadas para evaluar la estabilidad interna. Para la estabilidad externa asumir que la sobrecarga no tiene ninguna influencia si está ubicada fuera de la zona activa detrás del muro.

Figura 20.31 Distribución del empuje provocado por cargas concentradas horizontales

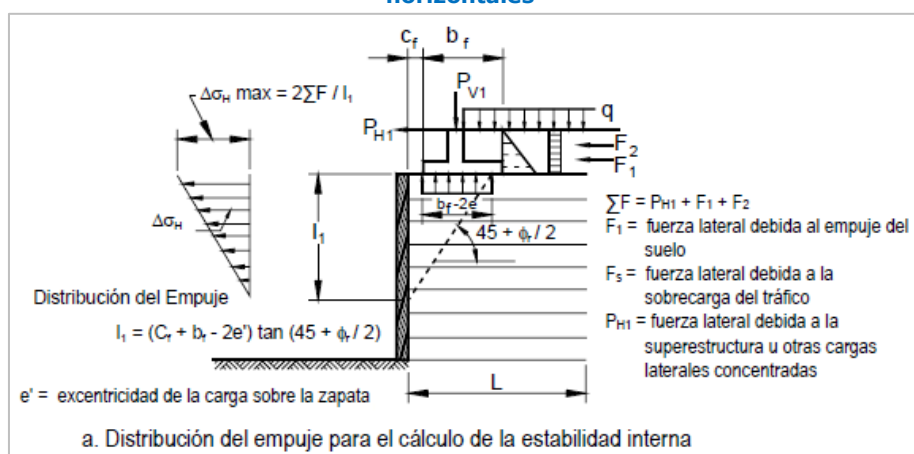
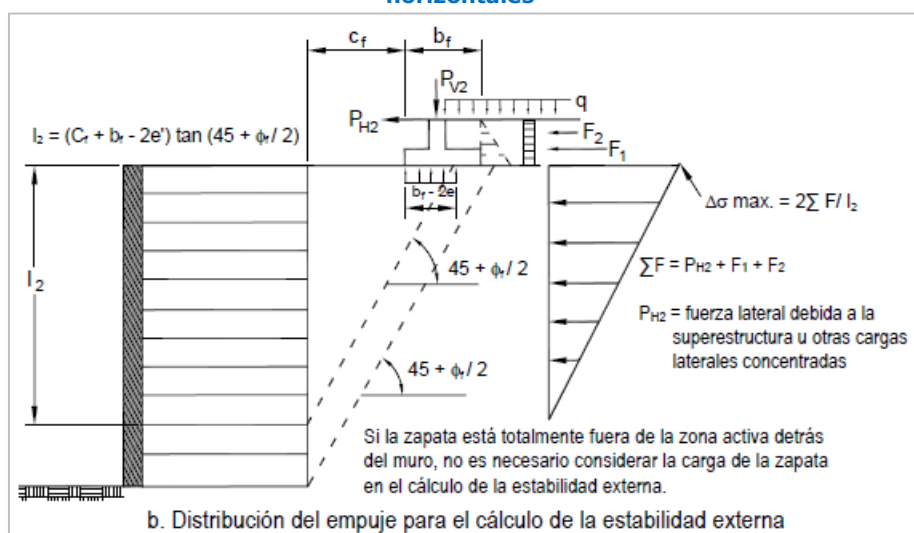


Figura 20.32 Distribución del empuje provocado por cargas concentradas horizontales



20.5.4 SOBRECARGA VIVA (LS).

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos de la sobrecarga vehicular. Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá

$$\Delta p = k \gamma_s h_{eq} \quad (\text{Ecuación 20.10})$$

Donde:

- Δp = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)
- γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)
- k = coeficiente de empuje lateral del suelo
- h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las [Tablas 20.5](#) y [20.6](#). Para alturas de muro intermedias se deberá interpolar linealmente.

La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

Tabla 20.5 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Tabla 20.6 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

El factor de carga tanto para la componente vertical como para la componente horizontal de la sobrecarga viva se deberá tomar como se especifica en la [Tabla 19.6](#) para sobrecarga viva.

CAPÍTULO XXI MURO DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE

21.1 GENERALIDADES.

Se puede considerar el uso de muros de tierra estabilizada mecánicamente en los mismos casos en los cuales se considera el uso de muros de sostenimiento convencionales (de gravedad), muros tipo pantalla o muros modulares prefabricados, y particularmente en aquellos casos en los cuales se anticipan asentamientos totales y diferenciales significativos.

Cuando el ángulo interior entre dos muros que se intersecan es menor o igual que 70°, la parte afectada del muro se deberá diseñar como una estructura tipo cajón restringido internamente, utilizando coeficientes de empuje del suelo en reposo.

No se deberán utilizar muros de tierra estabilizada mecánicamente en ninguna de las situaciones siguientes:

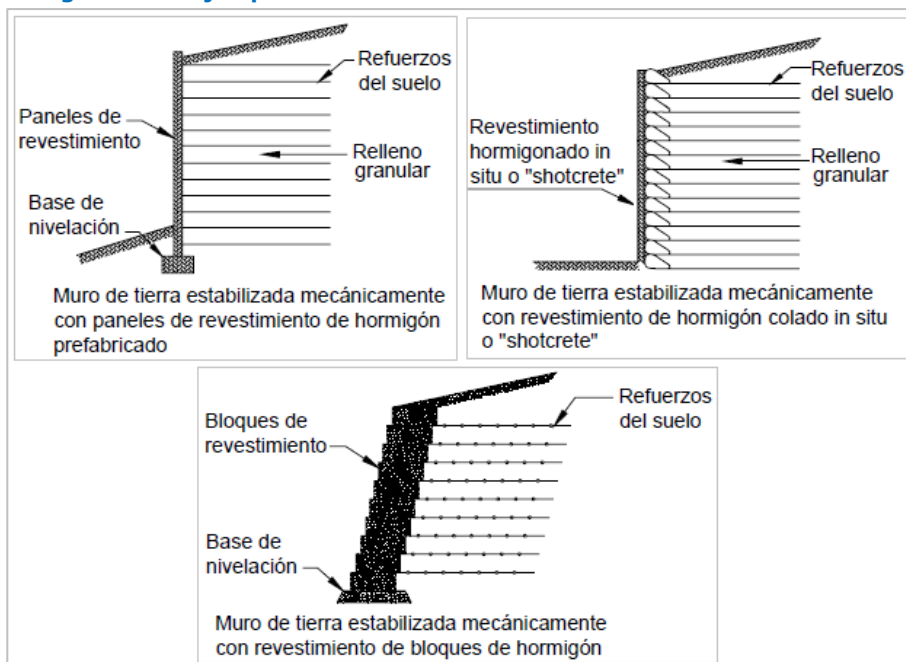
- Si se han de construir instalaciones para servicios públicos (salvo el drenaje de la carretera) dentro de la zona reforzada, a menos que se provea acceso a las instalaciones, que este acceso no interfiera con los refuerzos y que la rotura de las tuberías de los servicios públicos no afecte negativamente la estabilidad de la estructura.
- Si la erosión o socavación de la zona de inundación puede afectar la zona de relleno armado, el revestimiento o cualquier estructura de apoyo.

Si los refuerzos pueden llegar a estar expuestos a agua superficial o subterránea contaminada por líquidos de drenaje mineros, otros contaminantes industriales o condiciones ambientales definidas como agresivas en el [Artículo 7.3.6.3 ASSHTO LRFD, 2014](#)).

- Bridge Construction Specifications, a menos que se realicen estudios de corrosión o degradación a largo plazo que específicamente contemplen estas condiciones.

Los muros de tierra estabilizada mecánicamente se deberán diseñar considerando tanto la estabilidad externa del muro como la estabilidad interna de la masa de suelo reforzado detrás del revestimiento. Se deberán considerar las fallas por estabilidad global y compuesta. También se deberá considerar el diseño estructural del revestimiento del muro.

Figura 21.1 Ejemplos de muros de tierra estabilizada mecánicamente



Las especificaciones aquí incluidas para muros de tierra estabilizada mecánicamente no se aplican a los sistemas de muros de tierra estabilizada mecánicamente complejos, como por ejemplo los muros apilados (muros apilados uno sobre otro) o los muros de sección trapezoidal. Para estos casos hay lineamientos de diseño en la publicación FHWA-NHI-00-043 (Elías et al. 2001). Para estos y otros sistemas complejos también se debería evaluar la estabilidad compuesta.

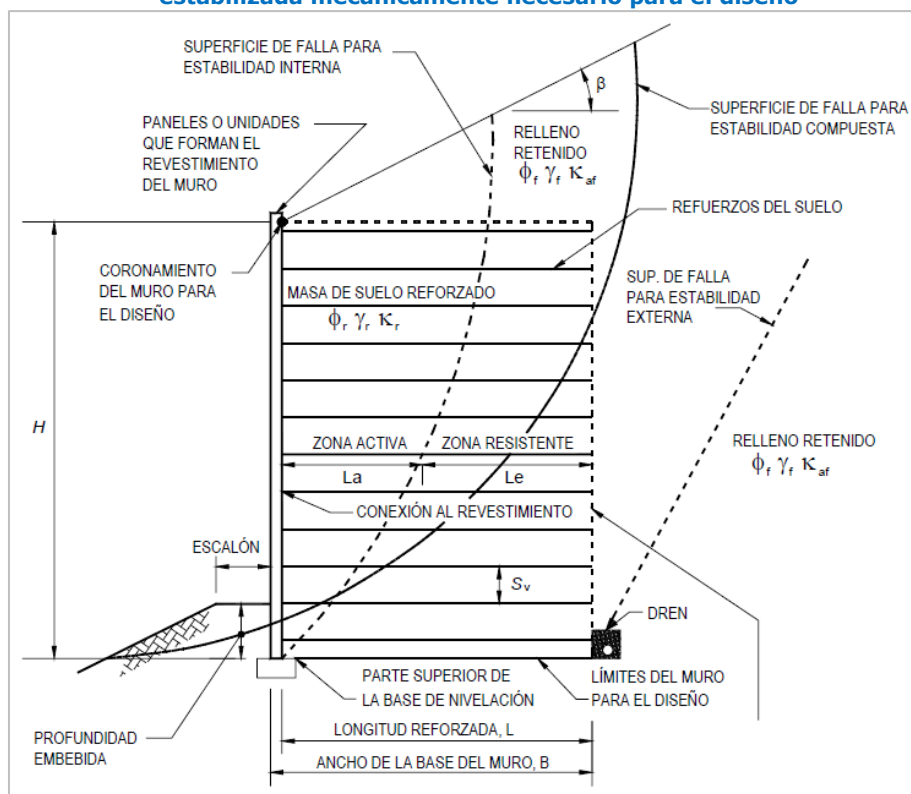
21.2 DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS

La [Figura 21.2](#) ilustra las dimensiones requeridas para diseñar los elementos de los muros de tierra estabilizada mecánicamente.

El tamaño y la profundidad embebida de la masa de suelo reforzado se deberán determinar en base a los siguientes factores:

- Los requisitos para estabilidad y resistencia geotécnica, tal como se especifican en el [Numeral 21.5](#) para muros de gravedad,
- Los requisitos para resistencia estructural dentro de la propia masa de suelo reforzado, tal como se especifican en el [Numeral 21.6](#) para los paneles y para el desarrollo de los refuerzos más allá de las zonas de falla supuestas, y
- Los requisitos tradicionales para longitud de los refuerzos, no menos que 70 por ciento de la altura del muro, salvo lo indicado en el [Numeral 21.2.1](#).

Figura 21.2 Dimensiones de los elementos de un muro de tierra estabilizada mecánicamente necesario para el diseño



Típicamente para los cálculos de estabilidad interna y externa se ignoran el peso y las dimensiones de los elementos que forman el revestimiento. Sin embargo, se pueden incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos de resbalamiento y capacidad de carga. Para el cálculo de la estabilidad interna se considera que las dimensiones del muro comienzan en la parte posterior de los elementos que forman el revestimiento.

21.2.1 MÍNIMA LONGITUD DE REFUERZO

Para los refuerzos tipo plancha, faja y grilla, la mínima longitud de suelo reforzado deberá ser igual al 70 por ciento de la altura del muro medida a partir de la base de nivelación. La longitud reforzada se deberá aumentar según sea necesario para considerar las sobrecargas y demás cargas externas o la presencia de suelos de fundación blandos.

La longitud reforzada deberá ser uniforme en la totalidad de la altura del muro, a menos que se presente evidencia que demuestre que una variación de la longitud es satisfactoria.

21.2.2 MÍNIMA PROFUNDIDAD EMBEBIDA DE LA CARA FRONTAL

La mínima profundidad embebida de la parte inferior de la masa de suelo reforzado (parte superior de la base de nivelación) se deberá basar en los requisitos sobre capacidad de carga, asentamiento y estabilidad.

A menos que se construya sobre fundaciones en roca, la profundidad embebida en la cara frontal del muro, en mm, no deberá ser menor que los siguientes valores:

- Una profundidad basada en la profundidad de penetración de las heladas, si es que el suelo debajo del muro es susceptible a las heladas, y los requisitos para lograr estabilidad externa, y
- 600 mm si se trata de terreno inclinado (pendiente mayor o igual que 4.0H: 1.0V) o si es posible que el suelo delante de la base del muro sea removido debido a procesos erosivos o excavaciones futuras, o 300 mm si se trata de terreno llano y no existe potencial de erosión ni habrá futuras excavaciones del suelo delante de la base del muro.

En el caso de los muros construidos a lo largo de ríos y arroyos las profundidades embebidas se deberán establecer como mínimo 600 mm por debajo de la profundidad de socavación potencial determinada de acuerdo con el [Numeral 18.3.10.4](#).

Si hay suelos susceptibles a las heladas, en lugar de ubicar la base del muro debajo de la profundidad de penetración de las heladas una alternativa consiste en retirar el suelo dentro de la zona afectada por las heladas y reemplazarlo por un suelo granular no susceptible a las heladas.

Delante de los muros fundados sobre un talud se deberá proveer un escalón horizontal con un ancho mínimo de 1200 mm. El escalón puede ser moldeado o bien el talud puede continuar por encima de dicho nivel como se ilustra en la [Figura 21.2](#).

La capa de refuerzos más baja no deberá estar ubicada por encima de la superficie a largo plazo del terreno delante del muro.

21.2.3 REVESTIMIENTO

Los elementos del revestimiento se deberán diseñar para resistir la fuerza horizontal en los refuerzos en la unión entre los refuerzos y el revestimiento, tal como se especifica en los [Números 21.6.2.2 y 21.7.3](#).

Además de estas fuerzas horizontales, los elementos del revestimiento también se deberán diseñar para resistir las potenciales tensiones provocadas por las operaciones de compactación cerca de la cara del muro durante la construcción del mismo.

Se puede asumir que la tracción en los refuerzos es resistida por un empuje del suelo uniformemente distribuido en la parte posterior del revestimiento.

Se deberá estabilizar el revestimiento de manera que no se deforme lateralmente y que no se combe más allá de las tolerancias establecidas.

21.2.3.1 Revestimiento rígido de concreto, acero y madera.

Si se utilizan paneles de concreto, el espesor de los paneles en la zona de influencia y en la proximidad de la zona de influencia de las uniones embebidas deberá ser como mínimo 140 mm, mientras que en las demás zonas deberá ser como mínimo 90 mm. El mínimo recubrimiento de hormigón sobre las armaduras de los paneles deberá ser de 38 mm. En cada panel se deberá proveer armadura para resistir las condiciones de carga promedio. Se deberá proveer armadura para temperatura y contracción.

La integridad estructural de los paneles de concreto utilizados como revestimiento se deberá evaluar considerando el corte y momento flector entre los refuerzos del suelo unidos a los paneles de revestimiento.

Si se utilizan bloques de hormigón para construir revestimientos por segmentos, los cálculos de estabilidad del revestimiento deberán incluir una evaluación de la máxima separación vertical entre capas de refuerzos, la máxima altura de revestimiento admisible por encima de la capa superior de refuerzos, la capacidad de corte entre las unidades y la resistencia a la combadura del revestimiento.

La máxima separación entre las capas de refuerzos deberá ser menor o igual que dos veces el ancho W_u de uno de los bloques de hormigón (ilustrado en la [Figura 21.12](#) o menor o igual que 810 mm, cualquiera sea el valor que resulte menor. La máxima altura del revestimiento por encima de la capa superior de refuerzos deberá ser menor o igual que $1.5 W_u$ o menor o igual que 600 mm, cualquiera sea el valor que resulte menor, siempre que mediante cálculos detallados se demuestre que el revestimiento por encima de la capa superior de refuerzos es estable contra las fallas por desmoronamiento. La máxima profundidad del revestimiento por debajo de la capa inferior de refuerzos deberá ser menor o igual que el ancho W_u de los bloques de hormigón que se han de utilizar para construir el revestimiento por segmentos.

21.2.3.2 Revestimiento flexible

Si se utilizan revestimientos de mallas soldadas, metal expandido u otros elementos similares, el revestimiento se deberá diseñar de manera de evitar que se produzcan combaduras excesivas cuando el relleno detrás del revestimiento se comprima debido a las tensiones de compactación o al peso propio del relleno. Esto se puede lograr limitando las dimensiones verticales de los elementos individuales del revestimiento y la separación vertical y horizontal entre las capas de refuerzos del suelo, y exigiendo que el revestimiento tenga un adecuado deslizamiento vertical y superposición entre elementos adyacentes.

La parte superior del revestimiento flexible en el coronamiento del muro deberá estar unido a una capa de refuerzos del suelo para lograr estabilidad.

En general, los revestimientos geosintéticos utilizados en muros permanentes no deberán permanecer expuestos a la luz solar (específicamente a la radiación ultravioleta). Si un revestimiento geosintéticos ha de permanecer permanentemente expuesto a la luz solar el geosintéticos se deberá estabilizar de manera que sea resistente a la radiación ultravioleta. Se deberán proveer datos de ensayos específicos del producto a utilizar que se puedan extrapolar considerando la vida de diseño anticipada y que demuestren que el producto será capaz de comportarse de la manera pretendida en un ambiente expuesto.

21.2.3.3 Corrosión en los revestimientos de los muros de suelos estabilizada mecánicamente

Se deberá evitar el contacto entre las conexiones de los refuerzos del suelo y la armadura de acero del revestimiento de concreto a fin de evitar que haya contacto entre metales diferentes, por ejemplo, entre el acero utilizado para las armaduras del revestimiento y el acero galvanizado utilizado para los refuerzos del suelo.

Si se anticipa la presencia de salpicaduras de agua salada se deberá proveer un sistema de protección contra la corrosión.

21.3 CARGAS

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.4](#), excepto que no será necesario considerar que los efectos de contracción y temperatura entran en contacto con los elementos de muro de acero.

21.4 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

21.4.1 ASENTAMIENTO

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.9](#) según corresponda.

El asentamiento admisible de los muros de tierra estabilizada mecánicamente se deberá basar en la capacidad de deformación longitudinal del revestimiento y el propósito final de la estructura.

Si las condiciones de fundación indican que en una distancia horizontal corta habrá grandes asentamientos diferenciales se deberán proveer juntas de deslizamiento en toda la altura del muro.

También se deberá evaluar el asentamiento diferencial entre el frente y la parte posterior del muro, particularmente considerando su efecto sobre la deformación, la alineación y las tensiones en las conexiones del revestimiento.

21.4.2 DESPLAZAMIENTO LATERAL

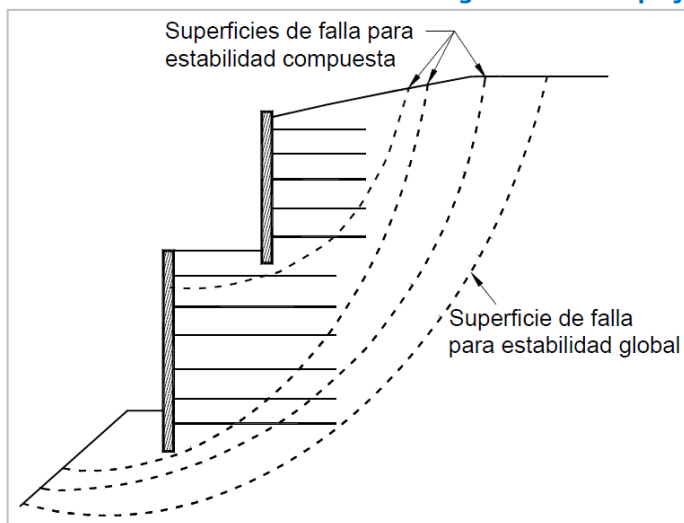
Los desplazamientos laterales de un muro se deberán estimar en función de la rigidez global de la estructura, el grado de compactación, el tipo de suelo, la longitud de los refuerzos utilizados, el grado de ajuste de las conexiones entre los refuerzos y el revestimiento, y la deformabilidad del sistema de revestimiento; alternativamente se deberán basar en comportamientos de muros que se hayan monitoreado.

21.4.3 ESTABILIDAD GLOBAL

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.9.3](#)

Además, para los muros de tierra estabilizada mecánicamente de geometría compleja también se deberán investigar las superficies de falla compuestas que atraviesan una porción de la masa de suelo reforzado como se ilustra en la [Figura 21.3](#), especialmente si el muro está ubicado en terreno inclinado o blando donde la estabilidad global podría no ser adecuada. En el análisis del equilibrio límite para la estabilidad de taludes las resistencias a largo plazo de cada capa de refuerzo de suelo intersecada por la superficie de falla se deberían considerar como fuerzas restablecedoras.

Figura 21.3 Estabilidad global y compuesta de un sistema de muros de tierra estabilizada mecánicamente de geometría compleja



21.5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO (ESTABILIDAD EXTERNA)

21.5.1 GENERALIDADES

Las estructuras de tierra estabilizada mecánicamente se deberán dimensionar de manera que satisfagan los criterios de excentricidad y resbalamiento normalmente asociados con las estructuras que trabajan por gravedad.

La seguridad contra las fallas del suelo se deberá evaluar suponiendo que la masa de suelo reforzado es un cuerpo rígido. El coeficiente de empuje activo del suelo, k_a , utilizado para calcular el empuje del suelo retenido detrás de la masa de suelo reforzado se deberá determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo retenido. En ausencia de datos específicos, para los suelos granulares se puede utilizar un ángulo de fricción de 30° . Se deberán realizar ensayos para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos, considerando tanto condiciones drenadas como no drenadas.

21.5.2 CARGAS

Para el estudio de la estabilidad externa e interna las cargas se deberán aplicar como se especifica en los [Números 21.5 y 22.6](#), respectivamente. Las sobrecargas se deberán aplicar como se especifica en el [Numeral 21.11](#). Para estas cargas se deberán aplicar los factores de carga especificados en el [Numeral 19.2.5](#).

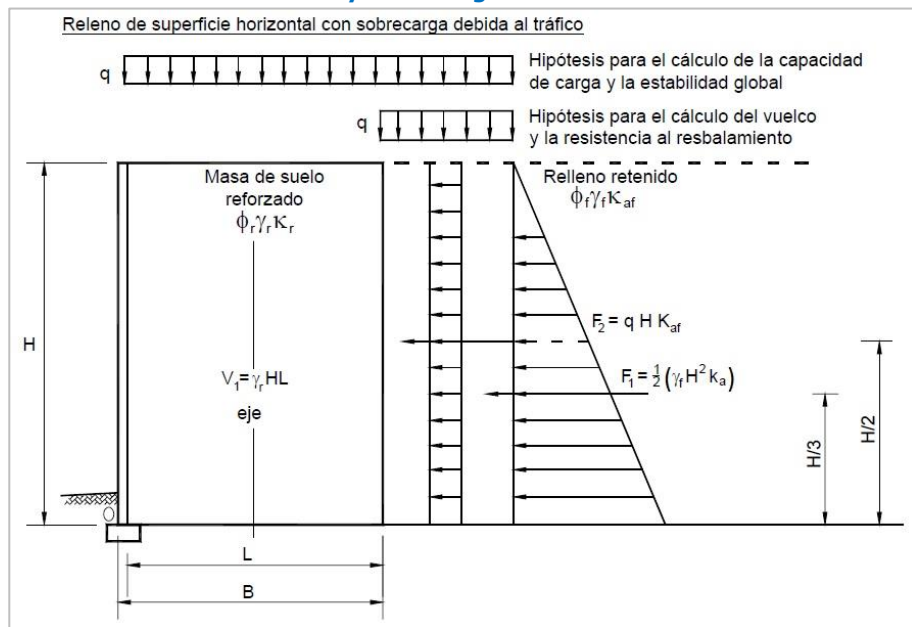
Solamente para el cálculo de la estabilidad externa, los coeficientes de empuje activo del suelo para el suelo retenido, es decir para el relleno detrás de la masa de suelo reforzado con $\delta = \beta$.

Las sobrecargas permanentes, si corresponde, se deberán tomar en cuenta de acuerdo con el [Numeral 21.10](#).

Para investigar la estabilidad frente al resbalamiento y la excentricidad se deberá considerar que las sobrecargas continuas debidas al tráfico actúan más allá del

extremo de la zona reforzada como se ilustra en la [Figura 21.4](#). Para estas cargas se deberán aplicar los factores de carga especificados en el [Numeral 19.2.5](#).

Figura 21.4 Estabilidad externa para un muro con relleno de superficie horizontal y sobrecarga debida al tráfico



21.5.3 DESLIZAMIENTO

El coeficiente de fricción por deslizamiento en la base de la masa de suelo reforzado se deberá determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo de fundación. Si los refuerzos del suelo son discontinuos, como por ejemplo en forma de fajas, el ángulo de fricción por deslizamiento se deberá tomar como el menor valor entre el ϕ_r del suelo reforzado y el ϕ_f del suelo de fundación. Si los refuerzos del suelo son continuos, por ejemplo en forma de mallas o láminas, el ángulo de fricción de resbalamiento se deberá tomar como el menor valor entre ϕ_r , ϕ_f y ρ , siendo ρ el ángulo de fricción en la interface entre el suelo y los refuerzos. En ausencia de datos específicos estará permitido utilizar un ángulo de fricción máximo, ϕ_f , igual a 30° y un ángulo de fricción máximo en la interface suelo refuerzos, ρ , igual a $2/3\phi_r$ o $2/3\phi_f$.

21.5.4 CAPACIDAD DE CARGA

Para calcular la capacidad de carga se deberá suponer una zapata equivalente cuya longitud es igual a la longitud del muro y cuyo ancho es igual a la longitud de la faja de refuerzo a nivel de la fundación. Las presiones de contacto se deberán calcular utilizando una distribución uniforme de las presiones en un ancho de zapata.

Si hay suelos blandos o terreno inclinado delante del muro, al evaluar la capacidad de carga se deberá tomar en cuenta la diferencia entre las tensiones de contacto calculadas para la zona de suelo reforzado y las tensiones de contacto localizadas debajo de los elementos del revestimiento. En ambos casos la base de nivelación

deberá estar adecuadamente embebida para satisfacer los requisitos de capacidad de carga.

21.5.5 VUELCO

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.10.3](#).

21.6 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (ESTABILIDAD INTERNA)

21.6.1 GENERALIDADES

La seguridad contra las fallas estructurales se deberá evaluar considerando el arrancamiento y la rotura de los refuerzos.

Se puede realizar una estimación preliminar del tamaño estructural de la masa de suelo estabilizado en base al arrancamiento de los refuerzos más allá de la zona de falla, para lo cual la resistencia se especifica en el [Numeral 21.6.3](#).

21.6.2 CARGAS

La carga en los refuerzos se deberá determinar en dos ubicaciones críticas: en la zona de máxima tensión y en la conexión con la cara del muro. El potencial de rotura y arrancamiento de los refuerzos se deberá evaluar en la zona de máxima tensión, la cual se supone ubicada en el límite entre la zona activa y la zona resistente ilustrada en la [Figura 21.2](#). También se deberá evaluar el potencial de rotura y arrancamiento de los refuerzos en la conexión entre los refuerzos y el revestimiento del muro.

El máximo ángulo de fricción utilizado para calcular la fuerza horizontal dentro de la masa de suelo reforzado se deberá considerar igual a 34°, a menos que se realicen ensayos de corte triarria o directo de acuerdo con las normas AASHTO T296 y T297 o T236, respectivamente, sobre el relleno seleccionado específicamente para el proyecto en cuestión a fin de determinar su resistencia friccional. No se deberá utilizar un ángulo de fricción mayor que 40° en combinación con el Método Simplificado, aun cuando el ángulo de fricción medido sea mayor que 40°.

21.6.2.1 Máximas cargas en los refuerzos

Las máximas cargas en los refuerzos se deberán calcular utilizando el enfoque del Método Simplificado.

Para este enfoque la carga en los refuerzos se deberá obtener multiplicando el empuje vertical del suelo en los refuerzos por un coeficiente de empuje lateral, y aplicando el empuje lateral resultante al área tributaria de los refuerzos.

A discreción del propietario o de la organización fiscalizadora, se podrán utilizar otros métodos de diseño publicados y aceptados para calcular las cargas en los refuerzos, siempre que el diseñador desarrolle factores de resistencia específicos para el método empleado.

La tensión horizontal mayorada, σ_H , en cada nivel de refuerzos se deberá determinar cómo:

$$\sigma_H = \gamma_p (\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H)$$

Donde:

- γ_p = factor de carga correspondiente al empuje vertical del suelo EV, de la [Tabla 19.7](#).
 k_r = coeficiente de empuje horizontal (adimensional)

- σ_v = presión debida a la resultante de las fuerzas gravitatorias del peso propio del suelo dentro e inmediatamente por encima del relleno reforzado detrás del muro, y cualquier sobrecarga presente (MPa)
- $\Delta\sigma_H$ = tensión horizontal en el nivel de refuerzos debida a cualquier sobrecarga horizontal concentrada aplicable de acuerdo con lo especificado en el [Numeral 21.10.1](#) (MPa).

Para el cálculo de la máxima carga en los refuerzos la tensión vertical se deberá determinar cómo se indica en las [Figura 21.5](#) y [21.6](#)

Figura 21.5 Cálculo del empuje vertical para el caso de relleno de superficie horizontal, incluyendo las sobrecargas, para el análisis de la estabilidad interna

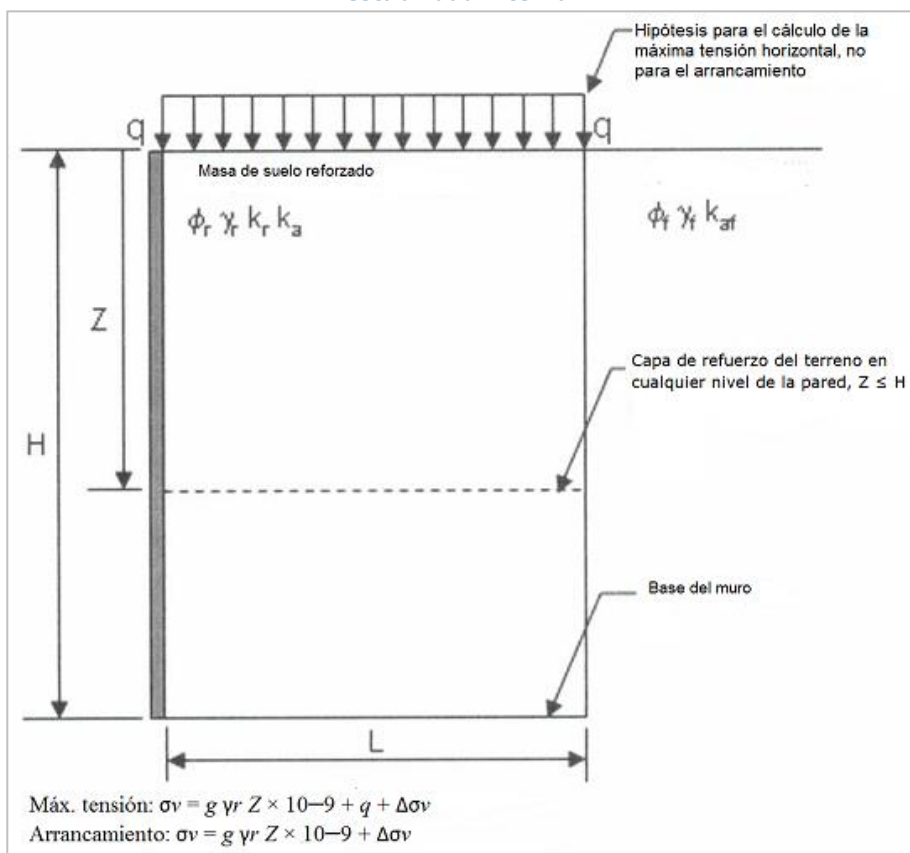
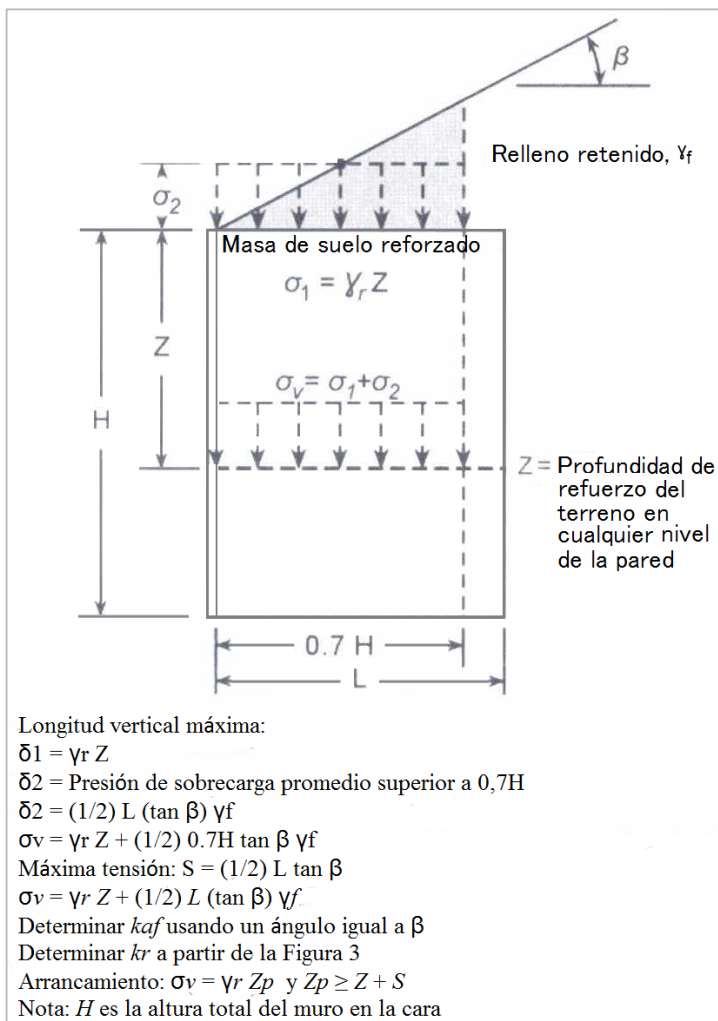


Figura 21.6 Cálculo del empuje vertical para el caso de relleno de superficie inclinada, incluyendo las sobrecargas, para el análisis de la estabilidad interna



El coeficiente de empuje lateral del suelo k_r se determina aplicando un multiplicador al coeficiente de empuje activo del suelo, k_a , pero asumiendo que no hay fricción en el muro, es decir $\delta = \beta$.

La carga mayorada aplicada a los refuerzos, $T_{m\acute{a}x}$, se deberá determinar utilizando una carga por unidad de ancho de muro de la siguiente manera:

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma_H S_v$$

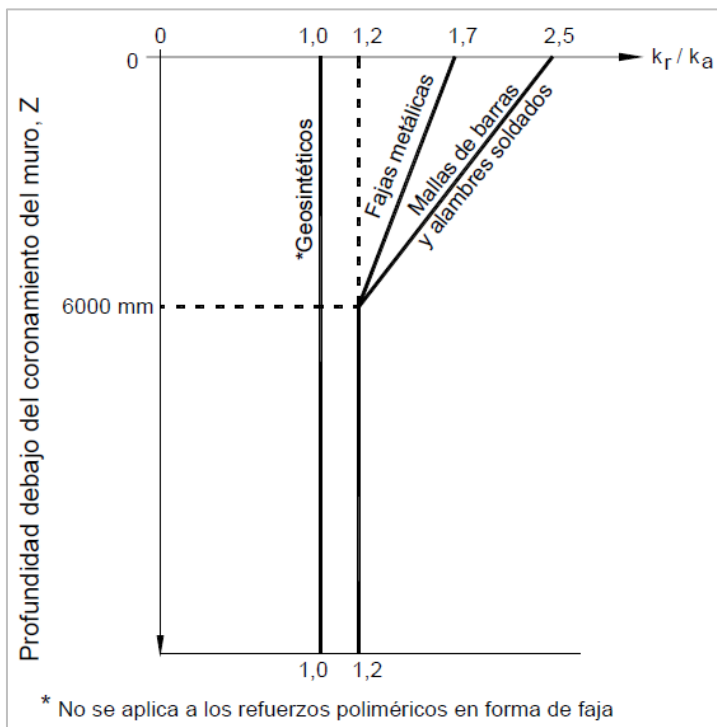
Donde:

- σ_H = tensión horizontal mayorada del suelo en los refuerzos (MPa)
- S_v = separación vertical de los refuerzos (mm)

No se debería utilizar una separación vertical, S_v , mayor que 810 mm si no se cuenta con datos de ensayos a escala real (por ejemplo cargas y deformaciones

unitarias en los refuerzos y deformaciones totales) que confirmen que es aceptable utilizar separaciones verticales mayores.

Figura 21.7 Variación de la relación entre los coeficientes de empuje lateral k_r/k_a en función de la profundidad en un muro de tierra estabilizada mecánicamente



21.6.2.2 Cargas en los refuerzos en la conexión con la cara del muro.

Para todos los tipos de sistemas de muro, independientemente del tipo de revestimiento y refuerzos, la carga de tracción mayorada aplicada a la conexión de los refuerzos en la cara del muro, T_o , deberá ser igual a la máxima tensión mayorada en los refuerzos, T_{max} .

21.6.3 ARRANCAMIENTOS DE LOS REFUERZOS DE SUELO

21.6.3.1 Límite entre la zona activa y la zona resistente

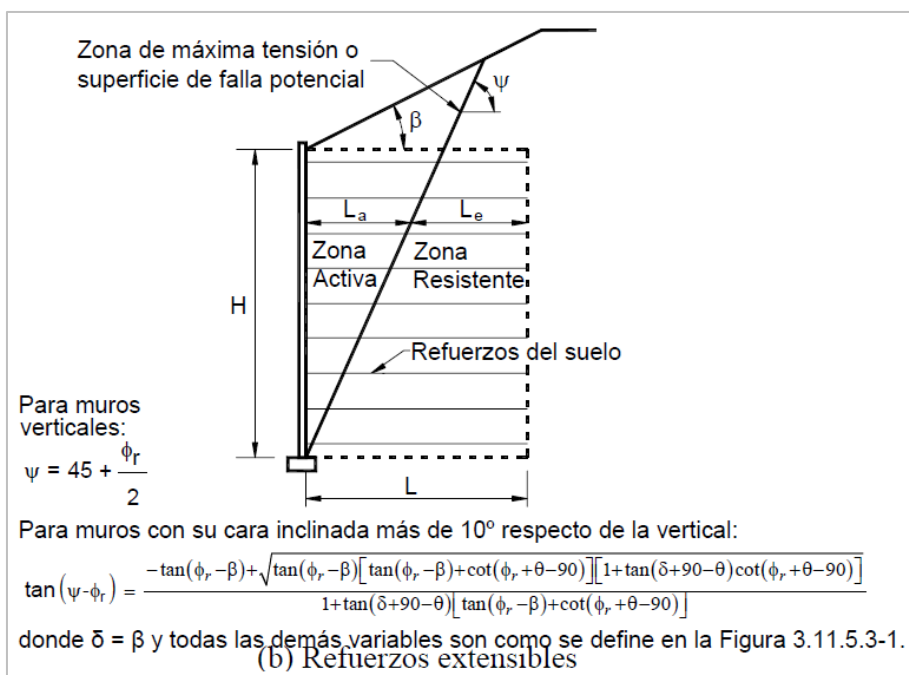
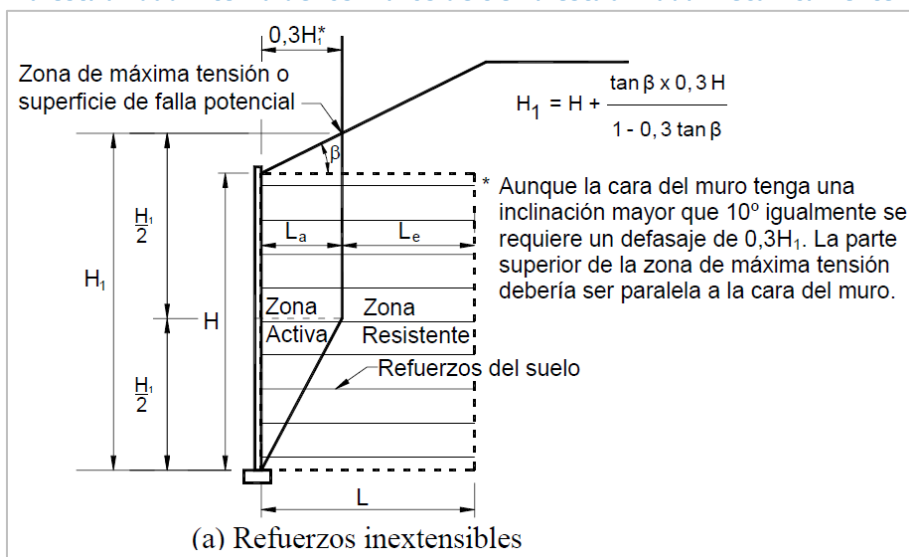
Para los sistemas de muros inextensibles y extensibles la ubicación de la zona de máxima tensión, es decir el límite entre la zona activa y la zona resistente, se deberá determinar cómo se ilustra en la [Figura 21.8](#).

Para todos los sistemas de muros se deberá suponer que la zona de máxima tensión comienza en la parte posterior de los elementos del revestimiento en la base del muro.

Para los sistemas de muros extensibles con su cara inclinada menos de 10° respecto de la vertical, la zona de máxima tensión se deberá determinar usando el método de Rankine.

Debido a que el método de Rankine no puede tomar en cuenta la inclinación de la cara del muro ni el efecto de las sobrecargas concentradas sobre la zona de relleno reforzado, en el caso de los muros con armadura extensible que tienen una inclinación significativa, definida como 10° o más respecto de la vertical, para determinar la ubicación de la zona de máxima tensión se deberá utilizar el método de Coulomb junto con las sobrecargas concentradas.

Figura 21.8 Ubicación de la superficie de falla potencial para el cálculo de la estabilidad interna de los muros de tierra estabilizada mecánicamente



21.6.3.2 Diseño contra el arrancamiento de los refuerzos

Se deberá verificar la resistencia contra el arrancamiento de los refuerzos en todos los niveles. Para este cálculo sólo se deberá utilizar la longitud de arrancamiento efectiva que se extiende más allá de las superficies de falla teóricas indicadas en la [Figura 21.8](#). En la zona resistente se deberá utilizar una longitud mínima, L_e , igual a 900 mm. La longitud total de refuerzo requerida para evitar el arrancamiento es igual a $L_a + L_e$, tal como se ilustra en la [Figura 21.8](#).

Observar que en el cálculo de la resistencia contra el arrancamiento se ignoran las cargas correspondientes al tráfico (Ver [Figura 21.5](#)).

La longitud efectiva requerida para evitar el arrancamiento se deberá determinar aplicando la siguiente expresión:

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c} \quad (11.10.6.3.2-1, \text{AASHTO 2014, LRFD})$$

Donde:

- L_e = longitud de los refuerzos en la zona resistente (mm)
- $T_{\max}$ = carga mayorada aplicada en el refuerzo, determinada mediante la **Ecuación (11.10.6.2.1-2, AASHTO)**
- ϕ = factor de resistencia correspondiente al arrancamiento de los refuerzos, obtenido de la [Tabla 19.3](#) (adimensional)
- F^* = factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos (adimensional)
- α = factor de corrección que considera los efectos de la escala (adimensional)
- σ_v = tensión vertical no mayorada al nivel de los refuerzos en la zona resistente (MPa)
- C = factor que considera la geometría del área superficial de los refuerzos en base al perímetro bruto de los refuerzos; para los refuerzos en forma de faja, malla y lámina (es decir para los refuerzos de dos lados) este factor es igual a 2 (adimensional)
- R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el [Numeral 21.6.4.1](#) (adimensional)

F^* y α se deberán determinar en base a ensayos de arrancamiento realizados sobre los refuerzos específicos a utilizar y el material de relleno proyectado o un material equivalente, o bien se podrán estimar empírica o teóricamente.

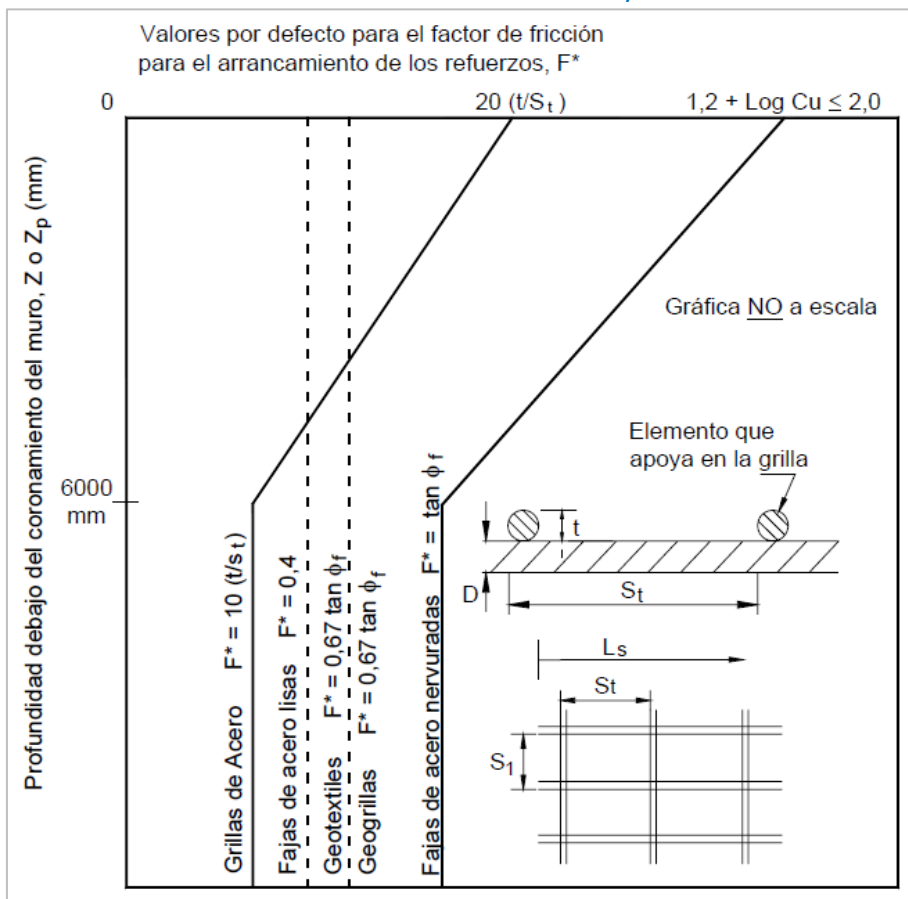
En el caso de los materiales de relleno estándares (**Ver el Artículo 7.3.6.3 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**), excepto para las arenas uniformes (es decir arenas con un coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 4$), si no hay datos de ensayos disponibles, para F^* y α se pueden utilizar los valores conservadores por defecto indicados en la [Figura 21.9](#) y la [Tabla 21.1](#). Si se utilizan fajas de acero nervuradas y en el momento del diseño se desconoce el valor del C_u específico del relleno que se utilizará detrás del muro, para determinar F^* se debería suponer un valor $C_u = 4.0$.

Tabla 21.1 Valores por defecto del factor de corrección que considera los efectos de la escala, α

TIPO DE REFUERZOS	VALOR DE α POR DEFECTO
Refuerzos de acero	1.0
Geogrillas	0.8
Geotextiles	0.6

En el caso de las grillas, la separación entre los elementos transversales de las grillas, S_t , deberá ser uniforme en toda la longitud del refuerzo; no se deben concentrar elementos transversales sólo en la zona resistente.

Figura 21.9 Valores por defecto del factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos, f^*



21.6.4 RESISTENCIA DE LOS REFUERZOS

21.6.4.1 Generalidades

La resistencia de los refuerzos se deberá verificar en cada nivel dentro del muro, tanto en el límite entre las zonas activa y resistente (es decir en la zona de máxima tensión) como en la conexión de los refuerzos a la cara del muro, para todos los estados límites de resistencia aplicables de la siguiente manera:

En la zona de máxima tensión:

$$T_{\max} \leq \phi T_{at} R_c \quad (11.10.6.4.1-1, \text{ AASHTO 2014, LRFD})$$

Donde:

$$T_{\max} = \text{carga mayorada aplicada en el refuerzo, determinada mediante la Ecuación (11.10.6.2.1-2, AASHTO 2014, LRFD)}$$

- Φ = factor de resistencia para tracción de los refuerzos, especificado en la **Tabla (11.5.6-1, AASHTO 2014, LRFD)**
- T_{al} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (N/mm)
- R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el [Numeral 21.6.4.1](#) (adimensional)

Tal se deberá determinar cómo se especifica en el [Artículo 21.6.4.3.1](#) si se trata de refuerzos de acero y como se especifica en el [Artículo 22.6.4.3.2](#) si se trata de refuerzos geosintéticos.

En la conexión con la cara del muro:

$$T_0 \leq \Phi T_{ac} R_c \text{ (11.10.6.4.1-2, AASHTO 2014, LRFD)}$$

Donde:

- T_0 = carga de tracción mayorada en la conexión refuerzo/revestimiento, especificada en el [Numeral 21.6.2.2](#) (N/mm)
- Φ = factor de resistencia para tracción de los refuerzos, especificado en la [Tabla 19.3](#) (adimensional).
- T_{ac} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento (N/mm).
- R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el [Numeral 21.6.4.1](#) (adimensional)

T_{ac} se deberá determinar en la conexión a la cara del muro tal como se especifica en el [Numeral 21.6.4.4.1](#) si se trata de refuerzos de acero y como se especifica en el [Numeral 21.6.4.4.2](#) si se trata de refuerzos geosintéticos.

Al determinar T_{ac} se deberá considerar la diferencia entre el ambiente inmediatamente detrás de la cara del muro y el ambiente dentro de la zona de relleno reforzado y su efecto sobre la durabilidad a largo plazo de las conexiones

Refuerzo / estructura.

Tal se deberá determinar en base a una resistencia a largo plazo por unidad de ancho de los refuerzos y luego multiplicar por la relación de cobertura de los refuerzos R_c antes de poder compararla con $T_{m\acute{a}x.}$, la cual se determina en base a una carga por unidad de ancho de muro (esto también es válido para T_{ac} y T_0). En el caso de los refuerzos discretos (es decir refuerzos no continuos) tales como las fajas de acero o las mallas de barras, la resistencia de los refuerzos se convierte a una resistencia por unidad de ancho del muro como se ilustra en las [Figura 21.10](#) y [Figura 21.11](#) Para las capas de refuerzos continuos $b = 1$ y $R_c = 1$.

Figura 21.10 Relación de cobertura de los refuerzos para el caso de refuerzos metálicos

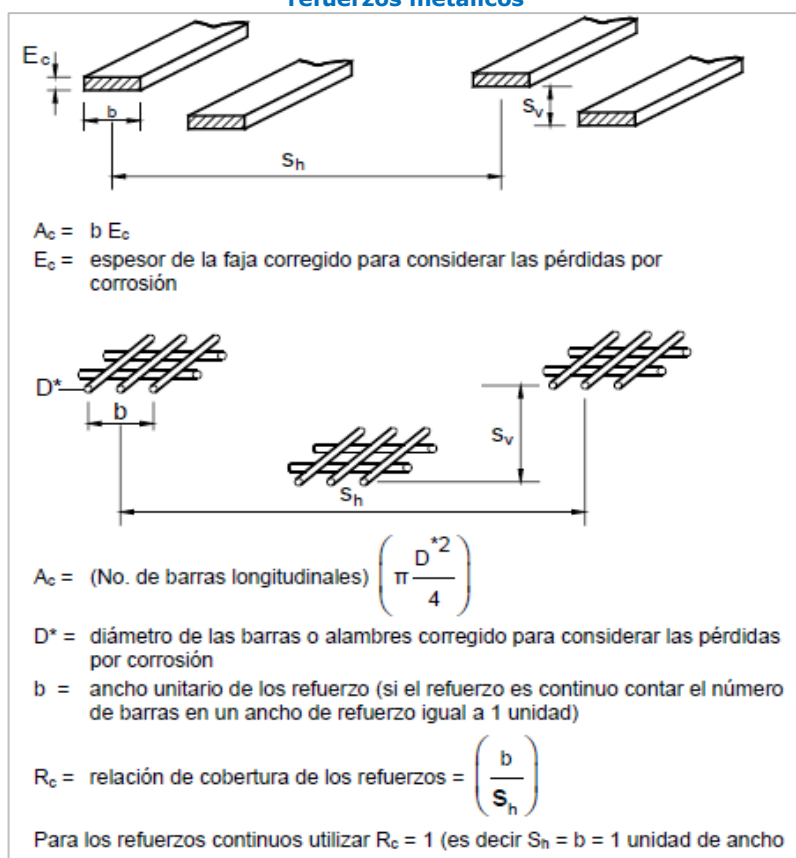
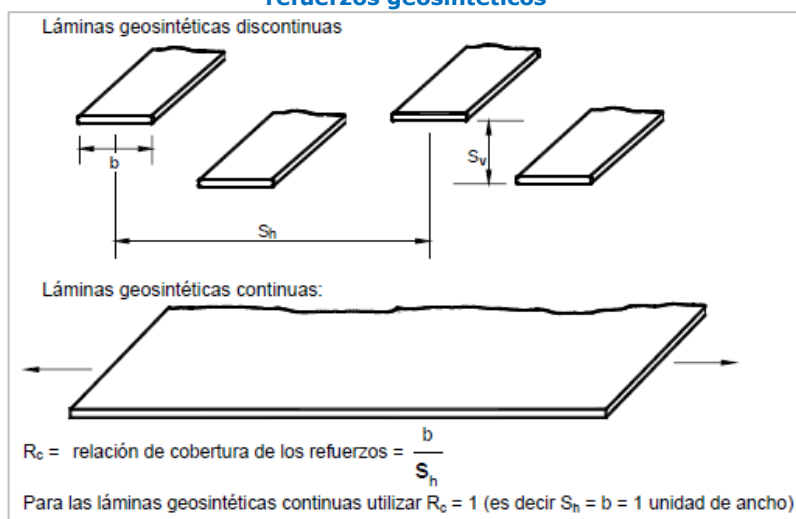


Figura 21.11 Relación de cobertura de los refuerzos para el caso de refuerzos geosintéticos



21.6.4.2 Consideraciones relacionadas con la vida de diseño

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 19.2.1.](#)

21.6.4.2.1 Refuerzo de acero

Los refuerzos de acero utilizados en el suelo deberán satisfacer los requisitos del **Artículo 7.6.4.2, Refuerzos de Acero, [AASHTO LRFD, 2014](#)**. Bridge Construction Specifications.

El diseño estructural de los refuerzos de acero utilizados en el suelo y sus conexiones se deberá realizar en base a un espesor E_c determinado de la siguiente manera:

$$E_c = E_n - E_s \quad (11.10.6.4.2a-1, \text{AASHTO 2014, LRFD})$$

Donde:

- E_c = espesor del refuerzo metálico al final de su vida de servicio como se ilustra en la [Figura 21.10](#) (mm)
- E_n = espesor nominal del refuerzo de acero en el momento de la construcción (mm)
- E_s = espesor de metal sacrificable que se anticipa se perderá por corrosión uniforme durante la vida de servicio de la estructura (mm).

Para el diseño estructural se deberá calcular un espesor sacrificable para cada superficie expuesta, suponiendo que el suelo de relleno no es agresivo:

- Pérdida de galvanizado:
 - = 0.015 mm/año durante los 2 primeros años
 - = 0.004 mm/año durante los años siguientes
- Pérdida de acero al carbono:
 - = 0.012 mm/año una vez agotado el cinc

Típicamente los suelos se consideran no agresivos si satisfacen los siguientes criterios:

- pH = 5 a 10
- Resistividad ≥ 3000 ohm-cm
- Cloruros ≤ 100 ppm
- Sulfatos ≤ 200 ppm
- Contenido orgánico ≤ 1 por ciento

Si la resistividad del suelo es mayor o igual que 5000 ohm-cm se pueden obviar los requisitos referidos a cloruros y sulfatos. En el caso de los refuerzos tipo mallas de barras o grillas, al calcular el área de acero restante luego de las pérdidas por corrosión los espesores sacrificables arriba indicados se deberán aplicar al radio del alambre o barra.

Los elementos transversales y longitudinales de las grillas se deberán dimensionar de acuerdo con la norma ASTM A 185. El diámetro de los alambres transversales deberá ser menor o igual que el diámetro de los alambres longitudinales.

Los revestimientos galvanizados deberán ser como mínimo de 6.1×10^{-7} kg/mm² o tener como mínimo un espesor de 0.086 mm; el galvanizado se deberá aplicar de acuerdo con la norma AASHTO M 111M/M111 (ASTM A 123/A123M).

21.6.4.2.2 Refuerzo de geosintéticos

Si se establecen límites específicos en cuanto al uso del muro, las condiciones del suelo y el tipo de polímero utilizado es posible anticipar que la degradación de la resistencia provocada por factores ambientales será mínima y relativamente consistente entre producto y producto, y el impacto de cualquier degradación que pudiera ocurrir será mínimo. Esto permite aplicar a la resistencia última a la tracción un único factor de reducción por defecto, RF, que considera las pérdidas de resistencia a largo plazo tal como se describe en el [Numeral 21.6.4.3.2](#).

Si el uso del muro, la agresividad del suelo y las características de los polímeros son consistentes con las condiciones listadas a continuación estará permitido utilizar un único factor de reducción por defecto tal como se especifica en el presente documento:

- Un comportamiento pobre o la falla del muro no tendrá consecuencias graves,
- El suelo se considera no agresivo,
- El material polimérico satisface los requisitos indicados en la [Tabla 21.2](#).

1) Uso de la estructura: Los usos o aplicaciones en las cuales las consecuencias de un comportamiento pobre o la falla del muro son severas se deberán identificar como se describe en el [Numeral 19.2.1](#). En estas aplicaciones no se podrá utilizar un único factor de reducción por defecto para el diseño final.

2) Determinación de la agresividad del suelo: La agresividad del suelo respecto de los materiales geosintéticos se deberá evaluar en base al pH, gradación, plasticidad, contenido orgánico y temperatura in situ del suelo. El suelo se definirá como no agresivo si satisface los siguientes requisitos:

- $\text{pH} = 4.5$ a 9 si se trata de una aplicación permanente o 3 a 10 si se trata de una aplicación temporaria (pH determinado de acuerdo con la Norma AASHTO T 289-91, I),
- El tamaño máximo de partícula del suelo es menor que 19 mm , a menos que se realicen ensayos de daños de instalación a escala real de acuerdo con la norma ASTM D 5818,
- El contenido orgánico del suelo, determinado de acuerdo con la norma AASHTO T 267 para material más fino que pasante tamiz N° 10 (2 mm) es ≤ 1 por ciento, y
- Temperatura de diseño en el sitio de emplazamiento del muro:
 - $\leq 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$ para aplicaciones permanentes
 - $\leq 35 \text{ }^{\circ}\text{C}$ para aplicaciones temporarias

Los rellenos de suelos que no satisfacen los requisitos aquí especificados se deberán considerar agresivos.

Además de las condiciones ambientales dentro del relleno también se deberán evaluar las condiciones ambientales en la cara del muro, particularmente si la estabilidad del revestimiento depende de la resistencia del geosintéticos en la cara, es decir si los refuerzos geosintéticos constituyen la conexión principal entre el cuerpo del muro y su revestimiento.

También se deberían considerar las propiedades químicas del suelo nativo que rodea el relleno de suelo estabilizado mecánicamente si existe la posibilidad de que se infiltre agua subterránea desde los suelos nativos hacia el relleno estabilizado mecánicamente. En este caso los suelos circundantes también deberán satisfacer

los requisitos químicos establecidos para el material de relleno si el ambiente se ha de considerar no agresivo, o bien se deberán proveer drenajes adecuados a largo plazo alrededor de la masa de suelo reforzado con material geosintéticos para asegurar que no ingresen líquidos químicamente agresivos.

3) Requisitos referentes a los polímeros utilizados: Si se ha de utilizar un único factor de reducción por defecto se deberán emplear polímeros que probablemente tendrán una buena resistencia a la degradación química a largo plazo. Esto minimizará el riesgo de ocurrencia de una degradación significativa a largo plazo. Por lo tanto, se deberán satisfacer los requisitos referentes a los materiales poliméricos establecidos en la [Tabla 21.1](#) si no se obtienen datos específicos detallados sobre el producto particular a utilizar como se describe en los trabajos de Elías (2009). Sólo se podrán utilizar materiales poliméricos que no satisfagan los requisitos de la [Tabla 21.2](#) si se obtienen datos específicos detallados sobre el producto particular a utilizar extrapolados para la vida de diseño anticipada de la estructura.

Si la aplicación involucra:

- Graves consecuencias de un pobre comportamiento o falla,
- Suelo agresivo,
- Polímeros que no satisfacen los requisitos específicos indicados en la Tabla (11.10.6.4.2b-1 *AASHTO 2014, LRFD*)
- El deseo de utilizar un factor de reducción global menor que el factor de reducción por defecto aquí especificado, se deberán realizar estudios previos de durabilidad para el producto específico a utilizar para determinar el factor de reducción de la resistencia a largo plazo, RF. Estos estudios se deberán utilizar para estimar los efectos a corto y largo plazo de estos factores ambientales sobre las características de resistencia y deformación de los refuerzos.

Tabla 21.2 Requisitos mínimos que deben satisfacer los productos geosintéticos para poder utilizar el factor de reducción por defecto para la degradación a largo plazo

Tipo de polímero	Propiedad	Método de ensayo	Criterio para permitir el uso del RF por defecto
Polipropileno	Resistencia a la oxidación por UV	ASTM D4355	Mantiene como mínimo 70% de la resistencia luego de 500 horas en aparato de meteorización
Poliétileno	Resistencia a la oxidación por UV	ASTM D4355	Mantiene como mínimo 70% de la resistencia luego de 500 horas en aparato de meteorización
Polipropileno	Resistencia a la termo oxidación	ENV ISO 13438:199, método A.	Mantiene como mínimo 50% de la resistencia luego de 28 días
Poliétileno	Resistencia a la termo oxidación	ENV ISO 13438:199, método B.	Mantiene como mínimo 50% de la resistencia luego de 56 días
Poliéster	Resistencia a la hidrólisis	Método de la Viscosidad Intrínseca (ASTM D4603) y Método de Ensayo GRI GG8, o determinar directamente usando cromatografía por permeabilidad en gel	Mínimo peso molecular promedio: 25000
Poliéster	Resistencia a la hidrólisis	ASTM D7409	Máximo contenido de grupos carboxilo terminales: 30
Todos los polímeros	Capacidad de supervivencia	Peso por área unitaria (ASTM D5261)	Mínimo 270 g/m ²
Todos los polímeros	% en peso de material reciclado (post-consumidor)	Certificación de los materiales utilizados	Máximo 0%

21.6.4.3 Resistencia a la tracción de diseño

21.6.4.3.1 Refuerzo de acero

La resistencia nominal a la tracción de los refuerzos se deberá determinar multiplicando la tensión de fluencia por el área de la sección transversal de los refuerzos luego de las pérdidas por corrosión (ver [Figura 21.10](#)). La pérdida de sección debida a la corrosión se deberá determinar de acuerdo con el [Numeral 21.6.4.2.1](#). La resistencia a la tracción de los refuerzos se deberá determinar cómo:

$$T_{al} = \frac{A_c F_y}{b} \quad (11.10.6.4.3a-1, \text{ AASHTO 2014, LRFD})$$

Donde:

- T_{al} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (N/mm)
- F_y = mínima tensión de fluencia del acero (MPa)
- A_c = área de los refuerzos corregida para considerar las pérdidas por corrosión ([Figura 21.10](#)) (mm²).
- b = ancho unitario de los refuerzos ([Figura 21.10](#)) (mm).

21.6.4.3.2 Refuerzo de geosintéticos

La resistencia nominal a la tracción a largo plazo de los refuerzos se deberá determinar cómo:

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (11.10.6.4.3b-1, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

$$RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D \quad (11.10.6.4.3b-2, AASHTO 2014, LRFD)$$

y:

- T_{al} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (N/mm)
- T_{ult} = valor mínimo promedio del rollo (MARV) de la resistencia última a la tracción de los refuerzos (N/mm)
- RF = factor de reducción de la resistencia combinado que considera la potencial degradación a largo plazo originada por los daños durante la instalación, la fluencia lenta y el envejecimiento químico (adimensional)
- RF_{ID} = factor de reducción de la resistencia que considera los daños durante la instalación (adimensional)
- RF_{CR} = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura por fluencia lenta a largo plazo de los refuerzos (adimensional)
- RF_D = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica (adimensional).

Los valores de RF_{ID} , RF_{CR} y RF_D se deberán determinar a partir de resultados de ensayos específicos de cada producto como se especifica en el [Numeral 21.6.4.2.2](#).

Aun cuando existan resultados de ensayos específicos del producto RF_{ID} y RF_D no deberán ser menores que 1,1.

En el caso de las aplicaciones para las cuales se define que no habrán consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, si el suelo no es agresivos y el producto geosintéticos satisface los requisitos mínimos listados en la [Tabla 21.3](#), en lugar de utilizar resultados de ensayos específicos del producto la resistencia a la tracción a largo plazo de los refuerzos se podrá determinar usando un factor de reducción por defecto RF como se indica en la [Tabla 21.3](#).

Tabla 21.3 Valores mínimos y por defecto del factor de reducción total de la resistencia en estado límite último para los productos geosintéticos, rf

Aplicación	Factor de reducción total, RF
Todas las aplicaciones, pero con datos específicos para el producto obtenidos y analizados de acuerdo con AASHTO PP 66	Todos los factores de reducción se deberán basar en datos específicos del producto. RF_{ID} y RF_D no deberán ser menores que 1.1.
Aplicaciones permanentes en las cuales no habrá consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, suelos no agresivos y polímeros que satisfacen los requisitos listados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1	7.0
Aplicaciones temporarias en las cuales no habrá consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, suelos no agresivos y polímeros que satisfacen los requisitos listados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1 siempre que no haya datos específicos del producto disponibles	3.5

21.6.4.4 Resistencia de diseño de las conexiones de los refuerzos al revestimiento

21.6.4.4.1 Refuerzo de acero

Las conexiones se deberán diseñar para resistir las tensiones resultantes de las fuerzas activas, T_o , indicadas en el [Numeral 21.6.2.2](#), además de aquellas resultantes de los movimientos diferenciales entre el relleno reforzado y los elementos que forman el revestimiento del muro.

Los elementos de la conexión que están embebidos en un elemento del revestimiento se deberán diseñar con una longitud adherente y un área de contacto adecuada para resistir los esfuerzos en la conexión. La capacidad de los conectores embebidos deberá ser verificada mediante ensayos según se requieran. Las conexiones entre los refuerzos de acero y las unidades del revestimiento del muro (por ejemplo las soldaduras, bulones, clavijas, etc.).

Los materiales utilizados para las conexiones se deberán diseñar considerando las pérdidas por corrosión de acuerdo con el [Numeral 21.6.4.2.1](#). Al evaluar las potenciales pérdidas por corrosión se deberán considerar las potenciales diferencias entre el ambiente en la cara del muro y el ambiente dentro de la masa de suelo reforzado.

21.6.4.4.2 Refuerzo de geosintéticos

La parte de la conexión embebida en el revestimiento de concreto se deberá diseñar de acuerdo con el [Numeral 22.11.3](#).

La resistencia nominal a largo plazo de una conexión, T_{ac} , expresada como carga por unidad de ancho de los refuerzos, se deberá determinar de la siguiente manera:

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} \times CR_{cr}}{RF_D} \quad (11.10.6.4.4b-1, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

- T_{ac} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento por unidad de ancho de los refuerzos para una presión de confinamiento especificada (N/mm)
- T_{ult} = valor mínimo promedio del rollo (MARV) de la resistencia última a la tracción de los refuerzos del suelo (N/mm).
- CR_{cr} = factor de reducción de la resistencia de la conexión a largo plazo que considera la reducción de la resistencia última debido a la conexión (adimensional).
- RF_D = factor de reducción para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica ([Numeral 21.6.4.3.2](#)) (adimensional)

Los valores de RF_{CR} y RF_D se deberán determinar a partir de resultados de ensayos específicos para cada producto. Las condiciones ambientales en la conexión a la cara del muro pueden ser diferentes a las condiciones ambientales en el relleno detrás del muro. Esto se deberá considerar al determinar RF_{CR} y RF_D .

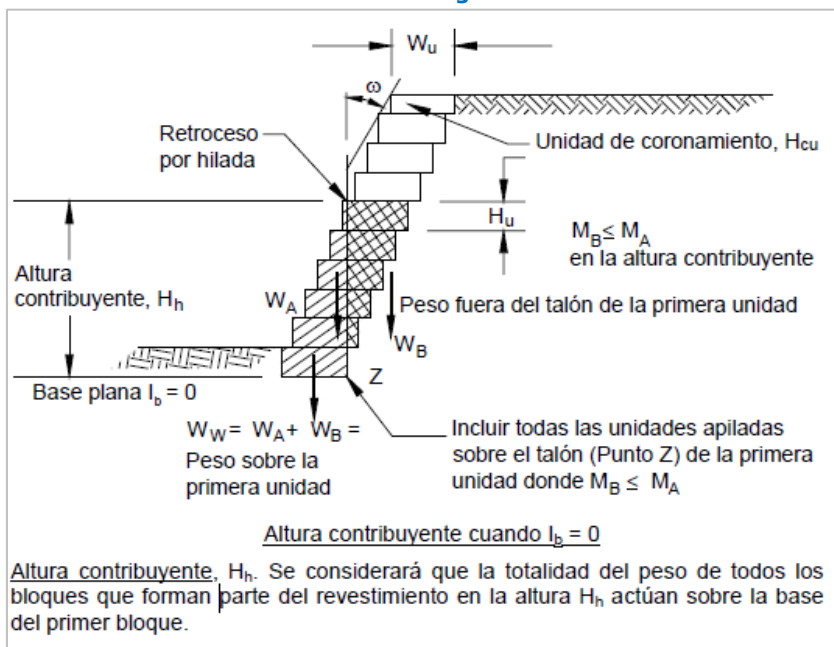
CR_{cr} se deberá determinar para la presión de confinamiento vertical anticipada entre los bloques del revestimiento en la cara del muro. La presión de confinamiento vertical se deberá determinar usando el Método de la Altura Contribuyente (altura del muro que contribuye al esfuerzo normal) como se ilustra

en la **Figura 21.12** si la inclinación de la cara del muro, ω , es mayor que 8° . T_{ac} no debería ser mayor que T_{al} .

Los muros con geosintéticos se pueden diseñar utilizando una plancha de refuerzo flexible como revestimiento usando sólo un solape con los refuerzos principales del suelo. Los solapes se deberán diseñar mediante una metodología basada en el arrancamiento.

Reemplazando $T_{m\acute{a}x}$ por T_o , la **Ecuación (11.10.6.4.1-2)** se puede utilizar para determinar la mínima longitud solapada requerida, pero en ningún caso la longitud solapada deberá ser menor que 900 mm. Si $(\tan p)$ se determina experimentalmente en base al contacto entre el suelo y los refuerzos, entonces $(\tan p)$ se deberá reducir un 30 por ciento si se anticipa contacto entre refuerzo y refuerzo.

Figura 21.12 Determinación de la altura contribuyente en un muro de tierra estabilizada mecánicamente con revestimiento formado por bloques de hormigón



La altura contribuyente, H_h , ilustrada en la **Figura 21.12** se deberá determinar de la siguiente manera:

$$H_h = \frac{2[(W_u - G_u - 0.5H_u \tan i_b) \cos i_b]}{\tan(\omega + i_b)} \quad (11.10.6.4.4b-2, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

- H_u = altura de una unidad (bloque) del revestimiento (mm)
- W_u = ancho total de una unidad (bloque) del revestimiento (mm)
- G_u = distancia hasta el centro de gravedad de una unidad (bloque) horizontal, incluyendo el material de relleno, medida a partir del frente de la unidad (mm)
- ω = inclinación del muro debida al retroceso por hilada (grados)

H = altura total del muro (mm)

H_h = altura contribuyente

21.7 DISEÑO SISMORESISTENTE

21.7.1 ESTABILIDAD EXTERNA

La evaluación de la estabilidad externa de las paredes de MSE para las condiciones de carga sísmica se llevará a cabo según lo especificado en el artículo 11.6.5, salvo lo dispuesto en el presente artículo para el diseño de la pared MSE.

Las fuerzas de inercia de masa de pared (PIR) se calculan en base a una masa efectiva que tiene una anchura mínima igual a la anchura de revestimiento estructural (Wu) más una porción del relleno reforzado igual a 50 por ciento de la altura efectiva de la pared. Para las paredes en la que la superficie de la pared de relleno es horizontal, cuya altura efectiva se toma igual a H en la [Figura 21.13](#). Para las paredes inclinadas con rellenos, la fuerza de inercia, PIR, se basa en una masa efectiva que tiene una altura H₂ y una anchura de base igual a un mínimo de 0.5 H₂, H₂ en la que se determina como sigue:

$$H_2 = H + \frac{0.5H \tan(\beta)}{[1 - 0.5 \tan(\beta)]} \quad (11.10.7.1-1, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

β = inclinación del relleno detrás del muro (°)

Para los rellenos de superficie inclinada P_{IR} se deberá determinar cómo:

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (11.10.7.1-2, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

$$P_{ir} = 0.5 \gamma_{EQ} A_m g \gamma_s H^2 \times 10^{-9} \quad (11.10.7.1-6, AASHTO 2014, LRFD)$$

$$P_{is} = 0.125 \gamma_{EQ} A_m g \gamma_s (H_2)^2 \tan \beta \times 10^{-9} \quad (11.10.7.1-7, AASHTO 2014, LRFD)$$

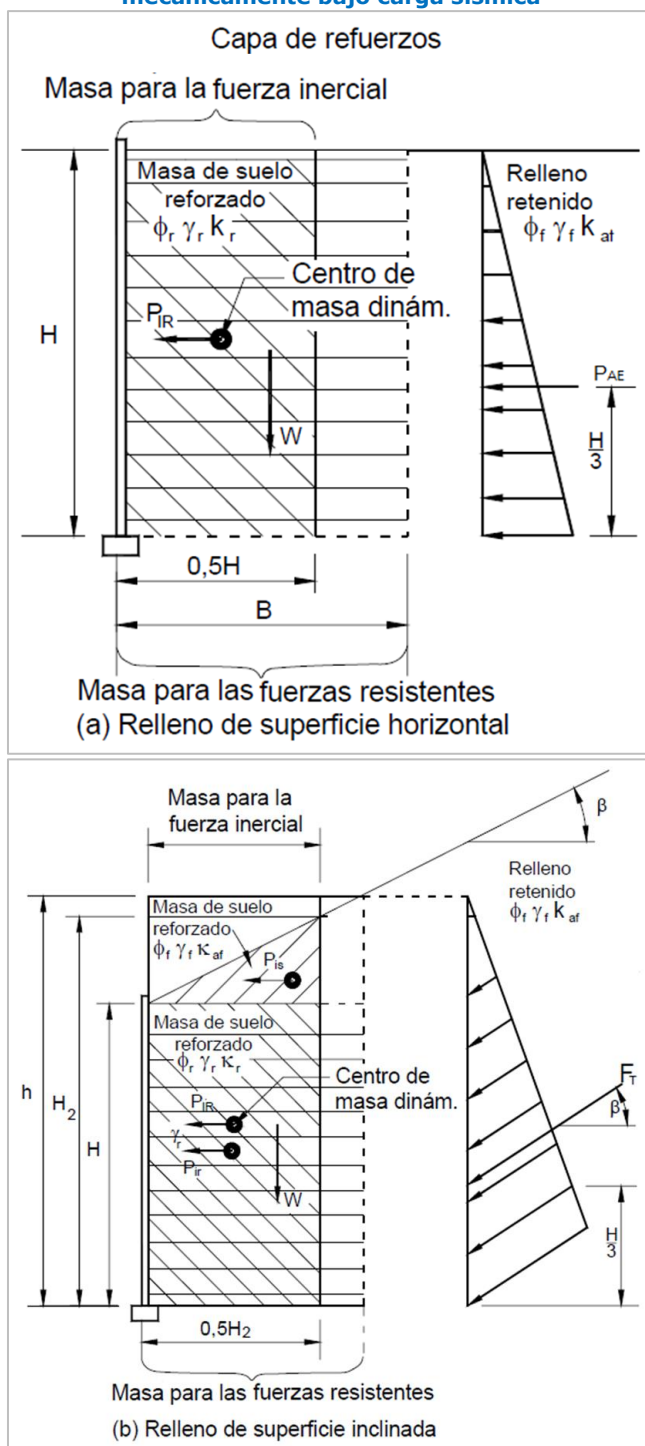
Siendo:

P_{ir} = fuerza inercial provocada por la aceleración del relleno reforzado (N/mm)

P_{is} = fuerza inercial provocada por la aceleración de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada sobre el relleno reforzado (N/mm).

El ancho de la masa que contribuye a P_{ir} deberá actuar en el baricentro combinado de P_{ir} y P_{is}. La determinación de las fuerzas de inercia de la pared MSE será el que se ilustra en la [Figura 21.13](#)

Figura 21.13 Estabilidad externa de un muro de tierra estabilizada mecánicamente bajo carga sísmica



21.7.2 ESTABILIDAD INTERNA

Los refuerzos deben estar diseñados para resistir fuerzas horizontales generadas por la fuerza de inercia interna, P_i , y las fuerzas estáticas. La fuerza de inercia total, P_i , por unidad de longitud de la estructura se considerará igual a la masa de los tiempos de zonas activas del coeficiente de aceleración del muro, kh , la reducción para el desplazamiento lateral de del muro durante la agitación. El coeficiente de aceleración reducida, kh , debe ser consistente con el valor de kh utilizado para la estabilidad externa.

Para muros con (por ejemplo, acero) de refuerzo inextensibles, esta fuerza inercial será distribuida a los refuerzos de forma proporcional a sus zonas de resistencia en una carga por unidad de anchura de la base del muro de la siguiente manera:

$$T_{md} = \gamma P_i \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n (L_{ei})} \quad (11.10.7.2-1, AASHTO 2014, LRFD)$$

Para muros con refuerzo extensible, esta fuerza de inercia se distribuirá uniformemente a los refuerzos en una anchura de carga por unidad de base del muro de la siguiente manera:

$$T_{md} = \gamma \frac{P_i}{n}$$

Donde:

- T_{md} = fuerza de inercia dinámica incremental mayorada en la Capa i (N/mm)
- γ = factor de carga para las cargas EQ, de la [Tabla 19.6](#)
- P_i = fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa, es decir el área sombreada en la [Figura 21.14](#) (N/mm)
- $KhWa$ = donde Wa es el peso de la zona activa y Kh se calcula como se especifica en Artículo 11.6.5.1.
- n = número total de capas de refuerzo del muro (DIM)
- L_{ei} = longitud efectiva de refuerzo para la capa en (mm)

Esta distribución de la presión debe determinarse a partir de la fuerza de inercia total usando kh (después de la reducción de la dispersión de la onda y el desplazamiento lateral).

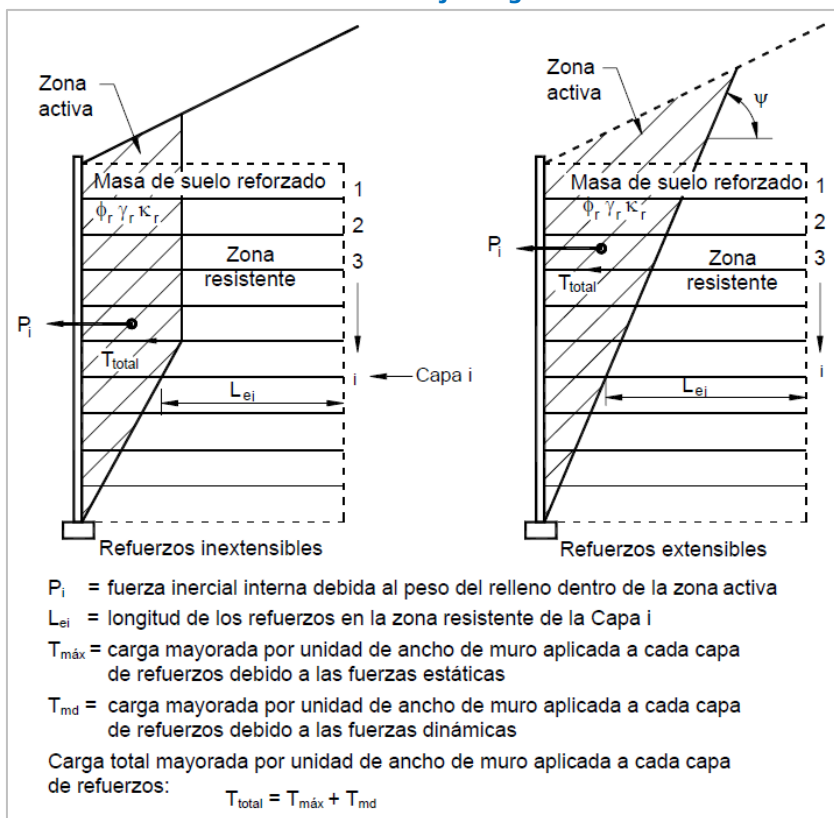
La carga total mayorada aplicada a los refuerzos, expresada como carga por unidad de ancho de muro como se ilustra en la [Figura 21.14](#), se determina de la siguiente manera:

$$T_{total} = T_{m\acute{a}x} + T_{md} \quad (11.10.7.2-2, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

- $T_{m\acute{a}x}$ = carga estática mayorada aplicada a los refuerzos, determinada mediante la [\(11.10.6.2.1-2, AASHTO 2014, LRFD\)](#)

Figura 21.14 Estabilidad interna de un muro de tierra estabilizada mecánicamente bajo carga sísmica



Para evitar la rotura de los refuerzos geosintéticos, los refuerzos se deberán diseñar para resistir las componentes estática y dinámica de la carga, las cuales se determinan de la siguiente manera:

Para la componente estática:

$$S_{rs} \geq \frac{T_{m\acute{a}x} R_F}{\phi R_c} \quad (11.10.7.2-4, AASHTO 2014, LRFD)$$

Para la componente dinámica:

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} R_F I_D R_F D}{\phi R_c} \quad (11.10.7.2-5, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

- Φ = factor de resistencia correspondiente a carga combinada estática/sísmica, de la [Tabla 19.3](#) (adimensional)
- S_{rs} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente estática de carga (N/mm)
- S_{rt} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente dinámica de la carga (N/mm)
- R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el [Numeral 21.6.4.1](#) (adimensional)

- RF = factor de reducción de la resistencia combinado que considera la potencial degradación a largo plazo originada por los daños durante la instalación, la fluencia lenta y el envejecimiento químico, especificado en el [Numeral 21.6.4.3.2](#) (adimensional)
- RF_{ID} = factor de reducción de la resistencia que considera los daños de los refuerzos durante la instalación, especificado en el [Numeral 21.6.4.3.2](#) (adimensional)
- RF_D = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica, especificado en el [Numeral 21.6.4.3.2](#) (adimensional)

La resistencia última a la tracción requerida de los refuerzos geosintéticos se deberá determinar de la siguiente manera:

$$T_{\text{últ}} = S_{rs} + S_{rt} \quad (11.10.7.2-6, \text{ AASHTO 2014, LRFD})$$

Para evitar el arrancamiento de los refuerzos, ya sean de acero o geosintéticos:

$$L_e \geq \frac{T_{\text{total}}}{\phi(0.8F^* \alpha \sigma_v C R_c)} \quad (11.10.7.2-7, \text{ AASHTO 2014, LRFD})$$

Donde:

- L_e = longitud de los refuerzos en la zona resistente (mm)
- T_{total} = máxima tracción mayorada en los refuerzos, de la ecuación 2 (N/mm)
- ϕ = factor de resistencia correspondiente al arrancamiento de los refuerzos, de la [Tabla 19.3](#) (adimensional).
- F^* = factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos (adimensional).
- A = factor de corrección que considera el efecto de la escala (adimensional).
- σ_v = tensión vertical no mayorada al nivel de los refuerzos en la zona resistente (MPa).
- C = factor que considera la geometría del área superficial de los refuerzos (adimensional).
- R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el [Numeral 21.6.4.1](#) (adimensional)

Bajo condiciones de carga sísmica, el valor de F^* (el factor utilizado para la resistencia al arrancamiento) se deberá reducir al 80 por ciento del valor utilizado bajo condiciones de carga estática, excepto si se realizan ensayos de arrancamiento bajo carga dinámica para determinar el valor de F^* en forma directa.

21.7.3 CONEXIÓN DE LOS REFUERZOS AL REVESTIMIENTO

Los elementos que forman el revestimiento se deberán diseñar para resistir las cargas sísmicas determinadas como se especifica en el [Numeral 21.7.2](#), es decir T_{total} .

En el caso de los muros con revestimientos construidos por segmentos utilizando bloques de hormigón, los bloques ubicados por encima de la capa superior de refuerzos del relleno se deberán diseñar para resistir las fallas por desmoronamiento durante la aplicación de cargas sísmicas.

En el caso de las conexiones de refuerzos geosintéticos sujetas a cargas sísmicas, la resistencia a largo plazo mayorada de la conexión, ϕT_{ac} , deberá ser mayor que $T_{\text{máx}} + T_{\text{md}}$. Si la resistencia de la conexión depende parcial o totalmente de la fricción entre los bloques del revestimiento y el refuerzo, la resistencia de la

conexión frente a las cargas sísmicas se deberá reducir al 80 por ciento de su valor estático de la siguiente manera:

Para la componente estática de la carga:

$$S_{rs} \geq \frac{T_{máx}RF_D}{0.80\phi CR_{cr}R_c} \quad (11.10.7.3-1, AASHTO 2014, LRFD)$$

Para la componente dinámica de la carga:

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md}RF_D}{0.80\phi CR_uR_c} \quad (11.10.7.3-2, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

- S_{rs} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente estática de carga (N/mm)
- $T_{máx}$ = carga aplicada a los refuerzos (N/mm)
- RF_D = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica, especificado en el [Artículo 11.10.6.4.4b AASHTO 2014](#), (adimensional)
- ϕ = factor de resistencia, de la [Tabla 19.3](#) (adimensional)
- CR_{cr} = factor de reducción de la resistencia de la conexión a largo plazo que considera la reducción de la resistencia última debido a la conexión (adimensional)
- R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el [Numeral 21.6.4.1](#) (adimensional)
- S_{rt} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente dinámica de la carga (N/mm)
- T_{md} = fuerza de inercia dinámica incremental mayorada (N/mm)
- CR_u = factor de reducción de la resistencia a corto plazo que considera la reducción de la resistencia última debido a la conexión, como se especifica en el (adimensional)

En el caso de las conexiones mecánicas que no dependen de un componente friccional se puede eliminar el multiplicador (0.8) de las ecuaciones 1 y 2.

La resistencia última a la tracción requerida de los refuerzos geosintéticos en la conexión es igual a:

$$T_{últ} = S_{rs} + S_{rt} \quad (11.10.7.3-3, AASHTO 2014, LRFD)$$

Para las estructuras ubicadas en Zona Sísmica 3 o 4, las conexiones a un revestimiento construido por segmentos con bloques de hormigón deberán utilizar dispositivos resistentes al corte entre los bloques que forman el revestimiento y los refuerzos del suelo, como por ejemplo conectores de corte, pasadores, etc., y no deberán depender exclusivamente de la resistencia friccional entre los refuerzos y los bloques.

En el caso de las conexiones de los refuerzos de acero los factores de resistencia para cargas combinadas estáticas y sísmicas se pueden incrementar un 33 por ciento con respecto a los factores utilizados para cargas estáticas exclusivamente. En base a estos factores de resistencia la resistencia mayorada disponible de la conexión deberá ser mayor que total.

21.8 DRENAJE

En todas las estructuras se deberán considerar medidas para su drenaje interno de manera de evitar la saturación del relleno reforzado e interceptar cualquier flujo superficial que contenga elementos agresivos.

Los muros de tierra estabilizada mecánicamente en áreas de desmonte y relleno en las cuales se conoce el nivel freático se deberán construir con mantos de drenaje detrás y debajo de la zona reforzada.

Para los muros de tierra estabilizada mecánicamente en los cuales durante el invierno se aplican productos anticongelantes puede ser necesario utilizar una membrana impermeable debajo del pavimento e inmediatamente encima de la primera capa de refuerzos del suelo para interceptar cualquier flujo que pudiera contener productos anticongelantes. La membrana deberá tener una pendiente que permita el drenaje en sentido contrario al revestimiento y hacia un drenaje longitudinal ubicado más allá de la zona reforzada. Típicamente se debería utilizar una geomembrana de PVC, HDPE o LLDPE de superficie rugosa de 0,76 mm de espesor. Todas las costuras de la membrana deberán estar soldadas para evitar que ocurran pérdidas.

21.9 EROSIÓN SUBSUPERFICIAL

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 21.3.5](#).

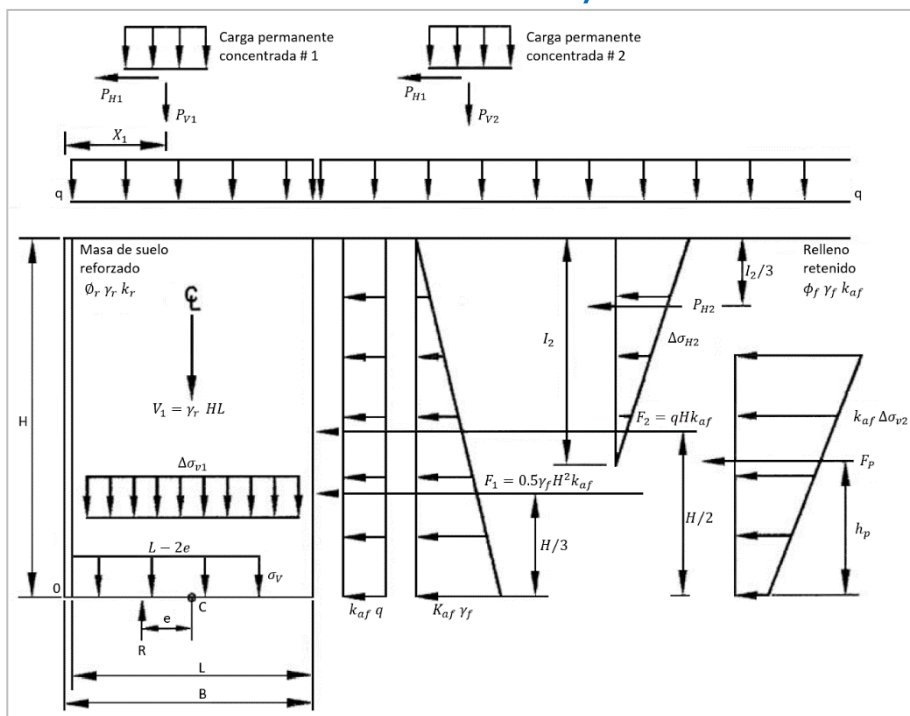
21.10 CONDICIONES DE CARGAS ESPECIALES

21.10.1 CARGAS PERMANENTE CONCENTRADAS

La distribución de tensiones dentro y detrás del muro resultante de las cargas concentradas aplicadas en el coronamiento del muro o detrás del muro.

La [Figura 21.15](#) ilustra la combinación de cargas usando el principio de superposición para evaluar la estabilidad interna y externa del muro. Dependiendo del tamaño y la ubicación de la carga permanente concentrada, es posible que sea necesario ajustar la ubicación del límite entre la zona activa y resistente como se ilustra en la [Figura 21.16](#).

Figura 21.15 Superposición de cargas permanentes concentradas para evaluar la estabilidad interna y externa

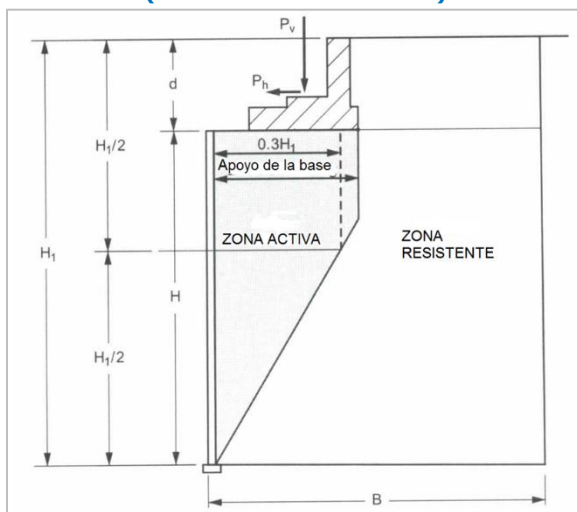


Notas:

Estas expresiones asumen que la carga permanente concentrada #2 está ubicada dentro de la zona de activa detrás de la masa de suelo reforzado.

Si el espesor de los elementos del revestimiento es relativamente grande (por ejemplo, bloques de hormigón) se pueden incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos de resbalamiento, vuelco y capacidad de carga (es decir se puede utilizar B en lugar de L)

Figura 21.16 Ubicación de la línea de máxima fuerza de tracción para el caso de una sobrecarga consistente en una losa de grandes dimensiones (refuerzos inextensibles)



21.10.2 CARGAS DEBIDAS AL TRÁFICO Y BARRERAS

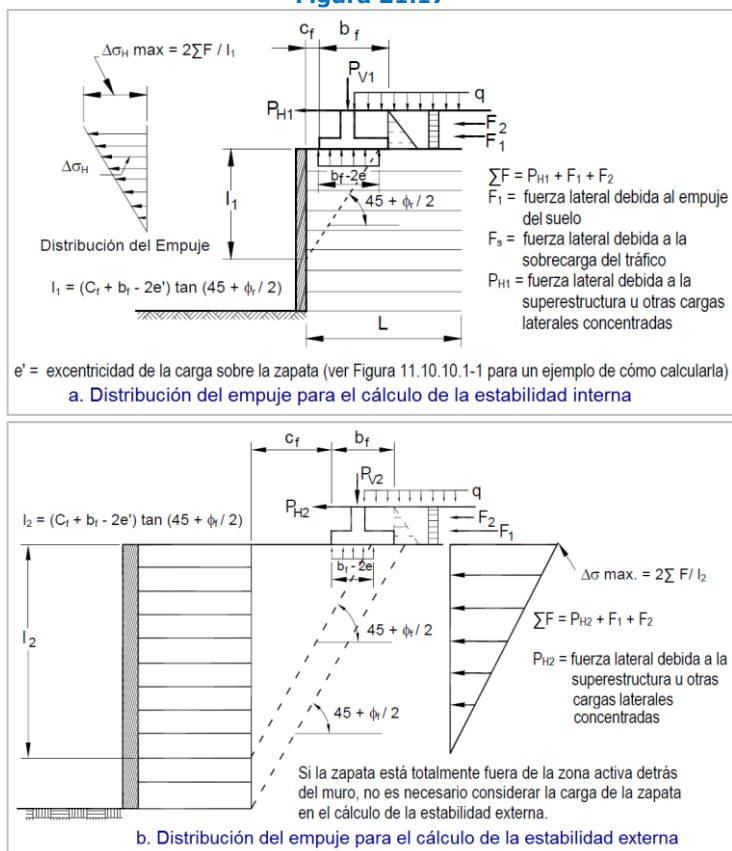
Las cargas debidas al tráfico se deberán tratar como sobrecargas uniformes. La presión debida a la sobrecarga deberá ser mayor o igual que 600 mm de suelo.

Los parapetos y barreras para el tráfico construidas sobre o en línea con la cara frontal del muro se deberán diseñar para resistir momentos de vuelco mediante su propia masa.

Las losas de base no deberán tener juntas transversales, salvo las juntas constructivas; las losas adyacentes deberán estar unidas mediante pasadores de corte. La o las capas superiores de refuerzos del suelo deberán tener suficiente capacidad de tracción para resistir una carga horizontal concentrada igual a γP_H , siendo $P_H = 4.45 \times 10^4$ N distribuida en una longitud de barrera igual a 1500 mm.

Esta distribución toma en cuenta el pico de fuerza localizado en los refuerzos del suelo próximos a la carga concentrada. Esta fuerza distribuida sería igual a γP_{H1} , donde $P_{H1} = 29.2$ N/mm y se aplica como se ilustra en la **Figura 21.17** γP_{H1} se distribuye a los refuerzos suponiendo b_f igual al ancho de la losa de base. Se deberá proveer suficiente espacio lateral entre la parte posterior de los paneles que forman el revestimiento del muro y la barrera para el tráfico/losa para permitir que la barrera y la losa resistan la carga de impacto en resbalamiento y vuelco sin transmitir la carga directamente a las unidades superiores del revestimiento.

Figura 21.17



Para verificar la seguridad contra el arrancamiento de los refuerzos la carga de impacto lateral del tráfico se deberá distribuir a los refuerzos superiores utilizando la [Figura 21.17](#), suponiendo b_f igual al ancho de la losa de base. La totalidad de la longitud de los refuerzos se deberá considerar efectiva para resistir el arrancamiento debido a la carga de impacto. La o las capas superiores de refuerzos del suelo deberán tener capacidad suficiente contra el arrancamiento para resistir una carga horizontal igual a γ_{PH1} , donde $P_{H1} = 4.45 \times 104 \text{ N}$ distribuida en una longitud de losa de base igual a 6000 mm.

Debido a la naturaleza transitoria de las cargas de impacto sobre una barrera, al diseñar para evitar la rotura de los refuerzos, los refuerzos geosintéticos se deben diseñar para resistir las componentes estática y transitoria (impacto) de la carga de la siguiente manera:

Para la componente estática: Ver ecuación (11.10.7.2-3, *AASHTO 2014, LRFD*)

Para las componentes transitorias:

$$\Delta\sigma_H S_v \leq \frac{\phi S_{rt} R_c}{R_{FD} R_{FD}} \quad (11.10.10.2-1, \text{AASHTO 2014, LRFD})$$

Donde:

- $\Delta\sigma_H$ = tensión debida al impacto sobre la barrera aplicada en el área de influencia de los refuerzos, de acuerdo con el [Numeral 21.10.1](#) (MPa).
- S_v = separación vertical de los refuerzos (mm).
- S_{rt} = resistencia última a la tracción de los refuerzos requerida para resistir la componente de carga dinámica (N/mm).
- R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el [Numeral 21.6.4.1](#) (adimensional).
- R_{FD} = factor de reducción de la resistencia que considera los daños durante la instalación de los refuerzos, del [Numeral 21.6.4.3.1](#) (adimensional)
- R_{FD} = factor de reducción de la resistencia para impedir la rotura de los refuerzos debido a la degradación química y biológica, del [Numeral 21.6.4.3.2](#) (adimensional)

Para determinar la resistencia última total requerida utilizando la ecuación (11.10.7.3-3, *AASHTO 2014, LRFD*) la resistencia de los refuerzos requerida para la componente estática se deberá sumar a la resistencia requerida para la componente transitoria.

Si se utilizan barreras tipo viga y poste flexible estas se deberán ubicar a una distancia mínima de 900 mm a partir de la cara del muro, se deberán hincar 1500 mm por debajo del nivel del terreno y se deberán separar entre sí de manera que en lo posible no coincidan con los refuerzos del suelo. Si no es posible evitar que coincidan con los refuerzos, el muro se deberá diseñar considerando la presencia de una obstrucción como se describe en el [Numeral 21.10.4](#). Las dos filas de refuerzos superiores se deberán diseñar para una carga horizontal adicional igual a γ_{PH1} , donde $PH1 = 4.38 \text{ N por mm lineal de muro}$, 50 por ciento de la cual se distribuye a cada capa de refuerzos.

21.10.3 PRESIÓN HIDROSTÁTICAS

Para el diseño de las estructuras construidas a lo largo de ríos y arroyos se deberá considerar una presión hidrostática diferencial mínima igual a 900 mm de columna

de agua. Esta carga se deberá aplicar al nivel de aguas altas. Para el cálculo de la estabilidad interna y externa se deberán utilizar las densidades efectivas comenzando a niveles inmediatamente debajo del nivel de aplicación de la presión hidrostática diferencial.

21.10.4 OBSTRUCCIÓN EN LA ZONA DE SUELO REFORZADO

Si es imposible evitar la colocación de una obstrucción tal como un sumidero, una reja, las fundaciones de un dispositivo de señalización o iluminación, un poste de un guardarraíl o una alcantarilla dentro de la zona de suelo reforzado, el diseño del muro cerca de la obstrucción se deberá modificar aplicando una de las alternativas siguientes:

1. Suponer que las capas de refuerzos están parcial o totalmente interrumpidas en el sitio donde se encuentra la obstrucción y diseñar las capas de refuerzos circundantes para que soporten la carga adicional que debería ser soportada por los refuerzos interrumpidos.
2. Colocar alrededor de la obstrucción un marco estructural capaz de transferir la carga de los refuerzos delante de la obstrucción a los refuerzos conectados al marco estructural detrás de la obstrucción, tal como se ilustra en la [Figura 21.18](#).
3. Si los refuerzos del suelo consisten en fajas discretas y dependiendo del tamaño y la ubicación de la obstrucción, puede que sea posible desviar los refuerzos alrededor de la obstrucción.

Para la Alternativa 1, la porción del revestimiento del muro delante de la obstrucción deberá ser estable contra las fallas por desmoronamiento (vuelco) o deslizamiento.

Si esto no se puede lograr, los refuerzos del suelo entre la obstrucción y la cara del muro se pueden conectar estructuralmente a la obstrucción de manera tal que la cara del muro no se desmorone, o bien los elementos del revestimiento se pueden conectar estructuralmente a otros elementos del revestimiento adyacentes para evitar así este tipo de fallas.

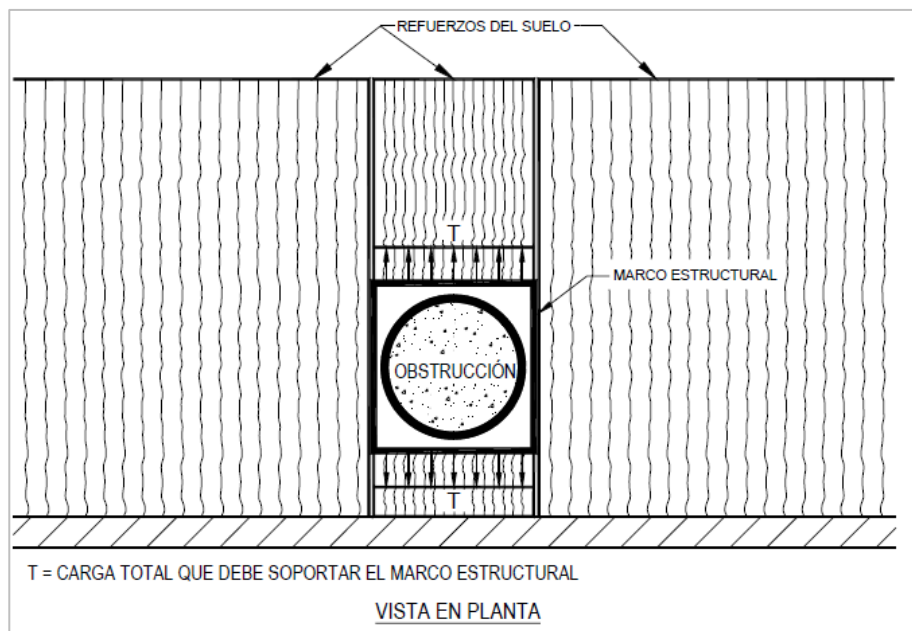
Para la segunda alternativa el marco y las conexiones se deberán diseñar de acuerdo con la sexta parte para marcos de acero.

Para la tercera alternativa el ángulo de desviación, medido a partir de una línea perpendicular a la cara del muro, deberá ser lo suficientemente pequeño para que la desviación no genere momentos en los refuerzos ni en la conexión de los refuerzos a la cara del muro. La resistencia a la tracción de los refuerzos desviados se deberá reducir multiplicando por el coseno del ángulo de desviación.

Si la obstrucción debe penetrar la cara del muro los elementos del revestimiento del muro se deberán diseñar para que se ajusten a la geometría de la obstrucción y sean estables (es decir, se deberían evitar las cargas puntuales) y de manera tal que el suelo de relleno detrás del muro no pueda salir por las juntas. Para esto puede ser necesario colocar un collar alrededor de la obstrucción junto a la cara del muro.

Si es necesario instalar pilotes hincados o perforados que atraviesen la zona reforzada se deberán respetar las recomendaciones indicadas en el [Numeral 21.11](#).

Figura 21.18 Conexión estructural de los refuerzos del suelo alrededor de una obstrucción



21.11 ESTRIBOS SOBRE MUROS DE TIERRA ESTABILIZADA MECANICAMENTE

Los estribos ubicados sobre muros de tierra estabilizada mecánicamente se deberán dimensionar de manera que satisfagan los criterios especificados en los [Números 19.2.1 a 19.2.7](#).

El muro de tierra estabilizada mecánicamente debajo de la zapata del estribo se deberá diseñar para las cargas adicionales impuestas por la presión de contacto de la zapata y los empujes adicionales de los suelos resultantes de las cargas horizontales aplicadas en el asiento del puente y del muro de retención encima del asiento del puente. La carga de la zapata se puede distribuir como se describe en el [Numeral 21.10.1](#).

La fuerza horizontal mayorada que actúa sobre los refuerzos en cualquier nivel de refuerzos, $T_{m\acute{a}x}$, se deberá tomar como:

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma_{Hm\acute{a}x} S_v \quad (11.10.11-1, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

$\sigma_{Hm\acute{a}x}$ = tensión horizontal mayorada en la capa i , definida por la ecuación (11.10.11-2) (MPa).

S_v = separación vertical de los refuerzos (mm)

Las tensiones horizontales en las zonas reforzadas del estribo se deberán determinar por superposición de la siguiente manera, y como se especifica en el [Numeral 21.10.1](#):

$$\sigma_{Hm\acute{a}x} = \gamma_p (\sigma_v k_r + \Delta \sigma_v k_r + \Delta \sigma_H) \quad (11.10.11-2, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

- γ_p = factor de carga para el empuje vertical del suelo indicado en la [Tabla 19.7](#)
- $\Delta\sigma_H$ = magnitud del empuje lateral debido a la sobrecarga (MPa)
- σ_v = empuje vertical del suelo sobre el ancho de base efectivo ($B - 2e$) (MPa)
- $\Delta\sigma_v$ = empuje vertical del suelo debido a la carga de la zapata (MPa)
- k_r = coeficiente de empuje del suelo que varía en función de k_a como se especifica en el [Numeral 21.6.2.1](#)
- k_a = coeficiente de empuje activo del suelo especificado en el [Numeral 20.11.5.8](#)

La longitud efectiva utilizada para calcular la estabilidad interna debajo de la zapata del estribo deberá ser como se describe en el [Numeral 21.10.1](#) y la [Figura 21.16](#).

La mínima distancia desde el eje del apoyo sobre el estribo hasta el borde exterior del revestimiento deberá ser de 1070 mm. La mínima distancia entre la cara posterior del panel y la zapata deberá ser de 150 mm.

Si se anticipa una penetración significativa de las heladas, la zapata del estribo se deberá colocar sobre un lecho de agregados gruesos compactados de 900 mm de espesor como se describe en el [Numeral 21.2.2](#).

La densidad, longitud y sección transversal de los refuerzos del suelo diseñados para soportar el estribo se deberán continuar sobre los muros de ala una distancia horizontal mínima igual al 50 por ciento de la altura del estribo.

En los estribos soportados por pilotes hincados o perforados, las fuerzas horizontales transmitidas a las fundaciones profundas deberán ser resistidas por la capacidad lateral de las fundaciones profundas ya sea proveyendo refuerzos adicionales para atar el pilote o el cabezal de pilotes a la masa de suelo o bien mediante pilotes inclinados. Las cargas laterales transmitidas por las fundaciones profundas al relleno reforzado se pueden determinar utilizando la técnica de análisis P-Y. El revestimiento deberá estar aislado de las cargas horizontales asociadas con las deformaciones laterales de los pilotes. Se deberá proveer una distancia libre mínima de 460 mm entre el revestimiento y los elementos de la fundación profunda. Se deberá especificar que los pilotes hincados o perforados se deben colocar antes de la construcción del muro utilizando camisas para atravesar el relleno si fuera necesario.

Se debe verificar el equilibrio del sistema en cada nivel de refuerzos debajo del asiento del puente.

Debido a las presiones de contacto relativamente elevadas cerca de las uniones entre paneles, se deberían realizar ensayos de arrancamiento y flexión utilizando paneles a escala real para determinar si la capacidad última de las conexiones entre paneles es adecuada.

CARRETERA BALSAS – DV CHACHAPOYAS EN AMAZONAS



CAPÍTULO XXII MURO DE TIPO PANTALLA

22.1 GENERALIDADES.

Se puede considerar el uso de muros tipo pantalla como soporte temporario y permanente de masas de suelo y roca estables e inestables. La factibilidad de utilizar un muro tipo pantalla en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la profundidad embebida del elemento vertical es adecuada para soportar el muro.

Dependiendo de las condiciones del suelo, en general los muros de menos de aproximadamente 3000 a 4600 mm de altura son factibles. La excepción la constituyen los muros cilíndricos o pantallas de pilotes tangentes, para los cuales se pueden utilizar alturas mayores.

22.2 CARGAS

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 21.1.2](#). Para el diseño de los muros tipo pantalla a los empujes laterales se les deberá aplicar el factor de carga correspondiente al empuje lateral del suelo (EH).

22.3 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

22.3.1 MOVIMIENTO

Para seleccionar los empujes del suelo de diseño de acuerdo con los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes.

22.3.2 ESTABILIDAD GLOBAL.

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.9.3](#).

22.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

22.4.1 ESTABILIDAD GLOBAL

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.9.3](#).

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.10.4](#). Los elementos verticales se deberán diseñar de manera que soporten la totalidad de los empujes de diseño debidos al suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática entre los elementos. Al determinar la profundidad embebida necesaria para movilizar la resistencia pasiva se deberán considerar los planos de debilidad, como por ejemplo las superficies de deslizamiento (slickensides), los planos de estratificación y los grupos de fisuras que pudieran reducir la resistencia del suelo o la roca determinada mediante ensayos en laboratorio. La profundidad embebida en roca intacta, incluyendo las rocas macizas y aquellas apreciablemente fisuradas que no deberían fallar a través de una superficie de fisuración, se deberá basar en la resistencia al corte de la masa rocosa.

22.5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

22.5.1 ELEMENTOS VERTICALES DEL MURO

Los elementos de muro verticales se deberán diseñar para resistir todas las cargas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática y las cargas sísmicas.

22.5.2 REVESTIMIENTO

La máxima separación entre elementos de muros verticales discretos se deberá determinar en base a la rigidez relativa de los elementos verticales y el revestimiento, el tipo y estado del suelo a soportar, y el tipo y estado del suelo en el cual están embebidos los elementos de muro verticales. El revestimiento se puede diseñar suponiendo apoyo simple entre los elementos, considerando o no la acción de arco del suelo.

22.6 DISEÑO SISMORESISTENTE

Los efectos de las cargas sísmicas se deberán investigar utilizando el Estado Límite correspondiente a Evento Extremo I de la [Tabla 19.6](#) junto con un factor de resistencia $\phi = 1.0$; un factor de carga $\gamma_p = 1.0$ y una metodología aceptable.

22.7 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

El nivel y la importancia de la protección contra la corrosión se deberán determinar en función de las condiciones del terreno y de las potenciales consecuencias de la falla del muro.

22.8 DRENAJE

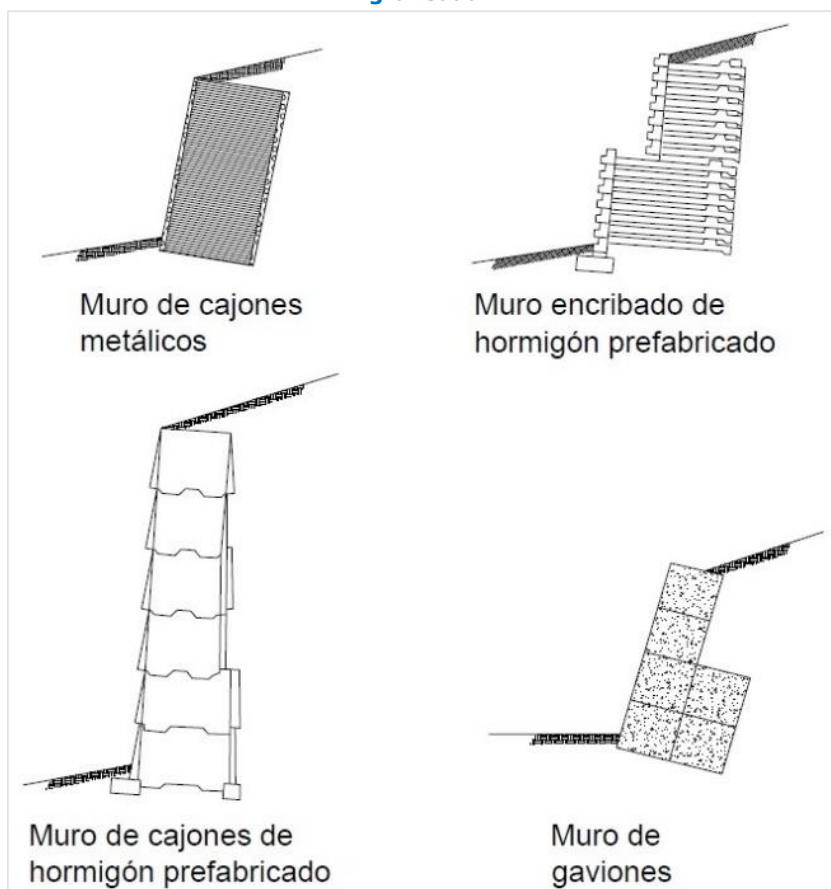
Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.13](#). La filtración se deberá controlar instalando un medio drenante detrás del revestimiento con orificios de salida en la base del muro o próximos a la base del muro. Los paneles de drenaje deberán mantener sus características incluso bajo los empujes del suelo y las sobrecargas de diseño, y se deberán extender desde la base del muro hasta un nivel 300 mm por debajo del coronamiento del muro.

Si se utilizan paneles de drenaje detrás de un muro y es posible que el suelo saturado o húmedo detrás de los paneles que estén sujetos a ciclos de congelamiento y deshielo, los muros se deberán aislar para evitar el congelamiento del suelo o bien el muro se deberá diseñar considerando las presiones que el suelo congelado ejercerá sobre el muro.

CAPÍTULO XXIII MUROS MODULARES PREFABRICADOS**23.1 GENERALIDADES.**

Se puede considerar el uso de sistemas modulares prefabricados en los mismos casos en los cuales se considera el uso de muros de sostenimiento convencionales, muros tipo pantalla o muros de hormigón con contrafuertes.

Figura 23.1 Ejemplos de muros modulares prefabricados que trabajan por gravedad



No se deben utilizar muros construidos con sistemas modulares prefabricados bajo las siguientes condiciones:

- En curvas con un radio menor que 240.000 mm, a menos que la curva pueda ser reemplazada por una serie de cuerdas.
- No se deberán utilizar sistemas modulares de acero si el agua subterránea o el escurrimiento superficial son ácidos o si se anticipa el uso de productos anticongelantes.

23.2 CARGAS

Se deberán aplicar los requisitos de los [Numerales 18.3.4](#) y [18.3.9](#), excepto que no será necesario considerar los efectos de la contracción y la temperatura.

23.3 MOVIMIENTOS EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.9](#) según corresponda.

23.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO

23.4.1 GENERALIDADES

A los fines del cálculo de la estabilidad frente al actúa como un cuerpo rígido. Se deberá determinar la estabilidad en cada nivel de módulos.

Para el cálculo de la estabilidad se deberán ignorar los empujes pasivos, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación, influencia de los ciclos de congelamiento y deshielo u otras perturbaciones. Exclusivamente en estos casos, la profundidad embebida debajo de la mayor de estas profundidades se puede considerar efectiva para proveer resistencia pasiva.

23.4.2 DESLIZAMIENTO

Para los cálculos de la estabilidad frente al resbalamiento se puede considerar que la fricción entre el suelo utilizado como relleno y el suelo de fundación y la fricción entre los módulos inferiores o la zapata y el suelo de fundación son efectivos para resistir resbalamiento. El coeficiente de fricción por deslizamiento entre el suelo utilizado como relleno y el suelo de fundación en la base del muro deberá ser igual al menor valor entre el ϕ_f del suelo utilizado como relleno y el ϕ_f del suelo de fundación.

El coeficiente de fricción por deslizamiento entre los módulos inferiores o la zapata y el suelo de fundación en la base del muro se deberán reducir, según corresponda, para tomar en cuenta cualquier posible área de contacto lisa.

En ausencia de datos específicos, para ϕ_f de los suelos granulares se deberá utilizar un ángulo de fricción máximo igual a 30°. Para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos se deberían realizar ensayos que consideren tanto condiciones drenadas como no drenadas.

23.4.3 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga se deberá calcular suponiendo que las cargas permanentes y las cargas debidas al empuje del suelo son resistidas por apoyos puntuales por unidad de longitud en la parte posterior y delantera de los módulos o en la ubicación de las patas inferiores. Se deberá considerar que al menos 80 por ciento del peso del suelo dentro de los módulos se transmite a los puntos de apoyos delanteros y posteriores. Si las condiciones de fundación requieren una zapata debajo de la totalidad del área del módulo se deberá considerar la totalidad del peso del suelo dentro de los módulos.

23.4.4 VUELCO

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.10.3](#).

Como máximo el 80 por ciento del suelo utilizado como relleno dentro de los módulos es efectivo para resistir los momentos de vuelco.

23.4.5 EROSIÓN SUPERFICIAL

Los muros de cajones sólo se pueden utilizar en áreas sensibles a la socavación si se ha establecido que son adecuados. Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.10.4.](#)

23.4.6 ESTABILIDAD GLOBAL

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.9.3.](#)

23.4.7 RESISTENCIA PASIVA Y DESLIZAMIENTO

Se deberán aplicar los requisitos de los [Numeral 18.3.10.6,](#) según corresponda.

23.5 SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES

23.5.1 MÓDULOS

Los módulos prefabricados se deberán diseñar para los empujes mayorados del suelo detrás del muro y para los empujes mayorados que se desarrollan dentro de los módulos. Las superficies de las caras posteriores se deberán diseñar tanto para los empujes mayorados del suelo que se desarrollan dentro de los módulos durante la construcción como para la diferencia entre los empujes mayorados del suelo detrás y dentro de los módulos una vez finalizada la construcción.

La resistencia de los módulos de acero deberá satisfacer los requisitos especificados en la sexta parte. La sección neta utilizada para el diseño se deberá reducir de acuerdo con el [Numeral 21.6.4.2.1.](#)

Los empujes mayorados en los cajones deberán ser iguales para todos los módulos y deberán ser mayores o iguales que:

$$P_b = \gamma \gamma_s b \quad (11.11.5.1-1, \text{AASHTO 2014, LRFD})$$

Donde:

- P_b = presión mayorada dentro del módulo tipo cajón (MPa)
- γ_s = densidad del suelo (kg/m³)
- γ = factor de carga para el empuje vertical del suelo
- b = ancho del módulo tipo cajón (mm)

Las armaduras de acero deberán ser simétricas en ambas caras, a menos que las caras se identifiquen positivamente de modo que se asegure la correcta ubicación de los módulos en obra. Las esquinas deberán estar adecuadamente armadas.

23.6 DISEÑO SISMO RESISTENTE

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.12.](#)

23.7 ESTRIBOS

Los asientos de estribos contruidos sobre unidades modulares se deberán diseñar considerando los empujes del suelo y los empujes horizontales suplementarios debidos a la viga de asiento del estribo y los empujes del suelo sobre el muro de sostenimiento encima del asiento.

El módulo superior se deberá dimensionar de manera que sea estable bajo la acción combinada de los empujes normales y suplementarios. El módulo superior deberá tener un ancho mínimo de 1800 mm. El eje de apoyo deberá estar ubicado como mínimo a 600 mm de la cara externa del módulo prefabricado superior. El asiento de la viga del estribo deberá ser soportado por el módulo superior y hormigonado en forma integral con el mismo.

El espesor de la cara frontal del módulo superior se deberá diseñar considerando los esfuerzos de flexión desarrollados por los empujes del suelo suplementarios.

Las cargas del asiento de la viga del estribo se deberán transferir al nivel de las fundaciones y se deberán considerar en el diseño de las zapatas.

Se deberán aplicar los requisitos sobre asentamientos diferenciales especificados en el [Numeral 21.4.](#)

23.8 DRENAJE

En las áreas de desmonte y relleno las unidades modulares prefabricadas se deberán diseñar con un drenaje sub-superficial continuo ubicado al pie del talud y con una salida adecuada. En las áreas de desmonte y relleno en las cuales se anticipan niveles del agua superficial por encima del nivel de la zapata se deberá proveer un manto de drenaje continuo conectado al sistema de drenaje longitudinal.

En los sistemas con caras frontales abiertas se deberá proveer un sistema de drenaje superficial sobre la parte superior del muro.

PARTE VII OBRAS COMPLEMENTARIAS

CAPÍTULO XXIV MUROS ANCLADOS

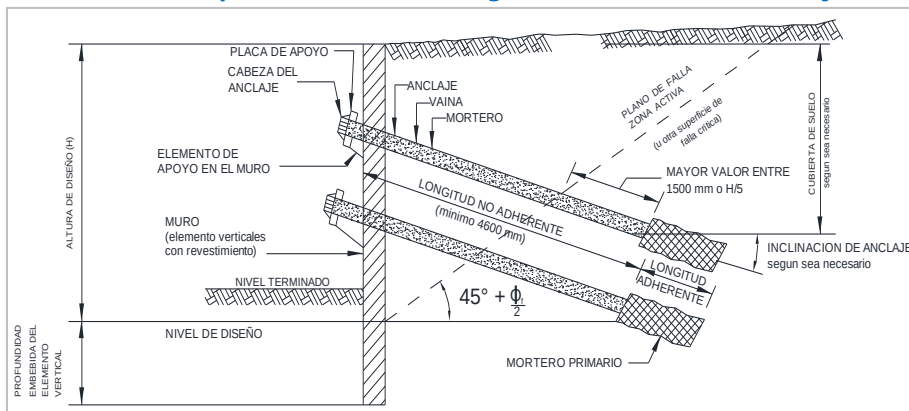
24.1 GENERALIDADES.

Los muros anclados, cuyos elementos pueden ser propietarios, utilizan anclajes cementados, elementos de muros verticales y un revestimiento.

El uso de muros anclados, ilustrados en la [Figura 24.1](#), se puede considerar para proveer apoyo temporario o permanente para masas de suelo y roca estables e inestables.

La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la zona de tesado de los anclajes adherentes son adecuadas. Si se coloca relleno detrás del muro, ya sea alrededor de la longitud no adherente o por encima de la misma, se deberán proveer diseños y especificaciones constructivas especiales para evitar dañar los anclajes.

Figura 24.1 Nomenclatura relacionada con los muros anclados y lineamientos para determinar la longitud embebida de los anclajes



24.2 CARGAS

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.4](#), excepto que no será necesario considerar los efectos de la contracción y temperatura.

24.3 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

24.3.1 MOVIMIENTO

En el desarrollo del diseño del muro se deberán considerar los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes.

24.3.2 ESTABILIDAD GLOBAL.

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 18.3.9.3](#).

24.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO

24.4.1 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga se deberá determinar asumiendo que todas las componentes verticales de las cargas se transfieren a la sección embebida de los elementos de muro vertical.

24.4.2 CAPACIDAD CONTRA EL ARRANCAMIENTO DE LOS ANCLAJES

Los anclajes pretensados se deberán diseñar para resistir el arrancamiento de la longitud adherente en suelo o roca. La resistencia mayorada al arrancamiento de los anclajes de eje recto en suelo o roca, Q_R , se determina de la siguiente manera:

$$Q_R = \Phi Q_n = \Phi \pi d \tau_a L_b \quad (11.9.4.2-1, AASHTO 2014, LRFD)$$

Donde:

- Φ = factor de resistencia para el arrancamiento de los anclajes (adimensional)
- Q_n = resistencia nominal contra el arrancamiento de los anclajes (N)
- d = diámetro del orificio para el anclaje (mm)
- τ_a = tensión nominal de adherencia del anclaje (MPa)
- L_b = longitud de adherencia del anclaje (mm)

Para el diseño preliminar la resistencia de los anclajes se puede basar en los resultados de ensayos de carga de arrancamiento; se puede estimar en base a la revisión de datos geológicos, perforaciones, muestras de suelo y roca, ensayos en laboratorio y experiencias previas; o bien se puede estimar utilizando información publicada sobre la adherencia suelo/roca-mortero. Para el diseño final la documentación técnica deberá exigir que se realicen ensayos de verificación o ensayos de arrancamiento utilizando anclajes sacrificables en cada unidad de suelo para establecer longitudes de anclaje y capacidades que sean consistentes con el método de instalación elegido por el contratista. La documentación técnica también deberá establecer que posteriormente se deben realizar ensayos de comprobación en cada anclaje producido hasta 1.0 veces la carga de diseño mayorada para verificar su capacidad.

La carga de los anclajes deberá ser anclada mediante una longitud embebida adecuada fuera de la superficie de falla crítica en la masa de suelo retenido.

Al determinar la longitud no adherente, la inclinación y el recubrimiento de los anclajes se deberá considerar lo siguiente:

- La ubicación de la superficie de falla crítica más alejada del muro,
- La mínima longitud requerida para asegurar la mínima pérdida de pretensado de los anclajes debido a los movimientos a largo plazo del terreno,
- La profundidad hasta estratos adecuados para los anclajes, tal como se indica en la [Figura 24.1](#), y
- El método de instalación e inyección de mortero en los anclajes.

La mínima separación horizontal de los anclajes debería ser igual al mayor valor entre tres veces el diámetro de la zona adherente o 1500 mm. Si para anclar la carga requerida se requieren separaciones menores se podría considerar variar las inclinaciones de los anclajes entre anclajes alternados.

24.4.3 RESISTENCIA PASIVA

Se deberán aplicar los requisitos de los [Numerales 18.3.10.6](#) y [22.4.1](#).

24.5 SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES

24.5.1 ANCLAJES

El componente horizontal de la fuerza de diseño del anclaje se deberá calcular utilizando los requisitos del [Numeral 24.2](#) y cualquier otra componente de empuje horizontal. La fuerza de diseño total del anclaje se deberá determinar en base a la inclinación del anclaje. La separación horizontal de los anclajes y la capacidad de los anclajes se deberá seleccionar de manera de proveer la fuerza de diseño total requerida.

24.5.2 ELEMENTOS VERTICALES DEL MURO

Los elementos de muros verticales se deberán diseñar para resistir todas las cargas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática, los anclajes y las cargas sísmicas, además de la componente vertical de las cargas sobre los anclajes y cualquier otra carga vertical que corresponda. Se pueden asumir apoyos horizontales en la ubicación de cada anclaje y en el fondo de la excavación si el elemento vertical tiene una longitud embebida suficiente debajo del fondo de la excavación

24.5.3 REVESTIMIENTO.

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 22.5.2](#).

24.6 DISEÑO SISMORESISTENTE

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 22.6](#).

El análisis sísmico del muro de contención anclado deberá demostrar que el muro anclado puede mantener la estabilidad global y resistir las presiones de la tierra sísmicos inducidos por el sismo de diseño sin exceder la capacidad de los anclajes o la sección del muro estructural de soporte del suelo.

Limitar los métodos de equilibrio o análisis numérico de desplazamiento se utiliza para confirmar el rendimiento del muro aceptable.

Los anclajes deben estar ubicados detrás de la superficie de rotura del equilibrio límite para la carga sísmica. La ubicación de la superficie de falla para la carga sísmica se establecerá utilizando los métodos que representan el coeficiente de sísmica y las propiedades del suelo (es decir, C y ϕ) dentro de la zona anclado.

24.7 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSION

Los anclajes pretensados y las cabezas de los anclajes se deberán proteger contra la corrosión de manera consistente con las condiciones del suelo y el agua subterránea en el sitio de emplazamiento. El nivel y la importancia de la protección contra la corrosión deberán determinarse en función de las condiciones del terreno y de las potenciales consecuencias de la falla de los anclajes.

La protección contra la corrosión se deberá aplicar de acuerdo con los requisitos de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, sexta parte, "Anclajes Instalados en el Terreno."

24.8 CONSTRUCCIÓN E INSTALACIONES

24.8.1 TENSADO Y ENSAYO DE ANCLAJES

Todos los anclajes en producción se deberán someter a ensayos de carga y tesado de acuerdo con los requisitos de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction

Specifications, [Numeral 23.5.5](#), "Ensayo y Tesado." Si en el sitio de emplazamiento se detectan condiciones poco habituales se pueden especificar ensayos de carga previos al inicio de la fabricación para verificar la seguridad con respecto a la carga de diseño para establecer la carga última del anclaje (ensayos de arrancamiento) o para identificar la carga bajo la cual ocurre fluencia lenta excesiva.

24.9 DRENAJE.

Se deberán aplicar los requisitos del [Numeral 22.8](#).